MINISTÈRE DE LA RECONSTRUCTION ET DE L'URBANISME

RÈGLES D'UTILISATION
DU
BÉTON ARMÉ

APPLICABLES AUX TRAVAUX DÉPENDANT
DU
MINISTÈRE DE LA RECONSTRUCTION
ET DE L'URBANISME
ET
AUX TRAVAUX PRIVÉS

RÈGLES B. A. 1945

Modifiées en Mars 1948

DÉCEMBRE 1946

DIRECTION GÉNÉRALE
de l'URBANISME, de l'HABITATION
et de la CONSTRUCTION

Service des Études
de la Construction

U. E. C. - 3

17 Avril 1946

Le MINISTRE de la RECONSTRUCTION et de l'URBANISME
à
Messieurs les Délégués Départementaux
Messieurs les Architectes en Chef

G. G. — N° 454

OBJET : *Règlement applicable aux travaux de béton armé dans les constructions immobilières courantes.*

On a imposé jusqu'à présent en FRANCE, dans les colonies et les pays de protectorat pour la construction des éléments en béton armé des édifices publics, l'application des règlements contenus dans les instructions annexées aux circulaires du 20 Octobre 1906 et du 19 Juillet 1934 du Ministère des Travaux Publics, même quand ces édifices n'étaient pas ce qu'on est convenu d'appeler des ouvrages d'art pour lesquels lesdites instructions ont été plus spécialement établies.

Au moment où la reconstruction des immeubles détruits par faits de guerre va envisager l'utilisation de toutes les ressources françaises en matériaux de construction, en main-d'œuvre et en cadres spécialisés, il m'est apparu qu'il était absolument indispensable de fixer avec la plus grande précision possible les règles d'utilisation du béton armé dans les constructions courantes dépendant de mon département.

C'est pourquoi j'ai institué une Commission chargée d'élaborer ces règles en tenant compte de la nécessité d'éviter les gaspillages, tout en conservant à la construction un coefficient de sécurité satisfaisant.

Cette Commission présidée par M. Albert CAQUOT, membre de l'Institut, comprenait des représentants :

- du Service des Études de la Construction.
- du Service Technique commun au Comité Provisoire du Bâtiment et de la Construction Métallique et au Comité Provisoire des Travaux Publics.
- de la Chambre Syndicale des Constructeurs de béton armé.
- des Bureaux d'études indépendants.
- des Bureaux spécialisés dans le contrôle technique des Constructions.
- des Laboratoires spécialisés.

J'ai approuvé les règles établies par cette Commission. Vous les trouverez exposées dans le règlement annexé à la présente circulaire qui sera applicable à tous travaux de reconstruction immobilière.

Vous veillerez à ce que des règles soient imposées par les Cahiers des Charges généraux ou particuliers afférents à ces travaux et respectées au cours de l'exécution des dits travaux.

Je vous prie d'accuser réception de la présente circulaire.

LE MINISTRE DE LA RECONSTRUCTION
ET DE L'URBANISME

AVANT-PROPOS

Dans le courant de l'année 1944, le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme institua sous la présidence de M. CAQUOT une Commission à l'effet d'établir les Règles d'utilisation du Béton Armé et de l'Acier applicables aux travaux dépendant de son département.

* * *

Il est à peine besoin de signaler la nécessité de formuler de manière précise, au seuil de la période d'intense activité qui va s'ouvrir pour les constructeurs, les règles qu'une longue pratique a permis de dégager et que les études théoriques, les expériences de laboratoire et les techniques de mise en œuvre ont pu perfectionner.

Mais il importe que l'application des règles n'aboutisse pas à une cristallisation des techniques actuelles, que les constructeurs français conservent le légitime espoir de perfectionner. Aussi bien laissent-elles la porte grande ouverte au progrès en donnant aux expériences directes la prééminence sur les théories.

* * *

Le premier travail mis au point par la Commission Ministérielle vise les constructions en Béton Armé. Il comprend, d'une part, les Règles d'utilisation proprement dites, qui font l'objet de la présente publication, et des Commentaires assez étendus dont la rédaction, actuellement en cours, est assurée par plusieurs Membres de la Commission.

Ces Commentaires préciseront, en tant que de besoin, les modalités d'application des Règles et les directives qui ont présidé à leur élaboration.

Ils seront complétés dans les éditions successives grâce aux suggestions et aux propositions de tous les constructeurs français.

Il faut toutefois indiquer, dès maintenant, que la Commission s'est attachée à composer un ensemble de prescriptions permettant

d'obtenir des constructions douées de coefficients de sécurité raisonnables avec la dépense minimum en effort humain.

A cet égard, on pourrait être surpris au premier abord de constater que le dosage en ciment admis pour le béton a été fixé à 350 kg/m³. Mais il faut bien observer que, d'une part, la contrainte autorisée pour l'acier doux atteint 14,4 kg/mm² et que, d'autre part, la contrainte de compression acceptée pour le béton au dosage de 350 kg de ciment par mètre cube a été fixé à 72 kg/cm². Or, une contrainte de 14,4 kg/mm² n'est admissible pour l'acier qu'à la condition que celui-ci soit associé à un béton plein possédant en œuvre une homogénéité et une résistance à la traction qu'on ne peut obtenir régulièrement dans les chantiers avec des dosages inférieurs au minimum prescrit.

En définitive, l'application des nouvelles règles conduira à des dépenses inférieures à celles correspondant à l'adoption des contraintes admises jusqu'ici par les bons constructeurs en cas d'emploi de bétons dosés à 300 kg de ciment par mètre cube. D'autre part, l'amélioration générale de la résistance à la traction permettra d'obtenir des constructions relativement peu sensibles à la fissuration.

Ce document sera désigné sous la dénomination abrégée : Règles B. A. 1945.

PRÉFACE

Le Ministère de la Reconstruction a prévu l'établissement de Règlements sur les constructions en béton armé et en acier, afin de permettre rapidement l'établissement et la vérification de tous les calculs nécessaires à la reconstruction des immeubles avec le maximum d'efficacité.

C'est sous ce signe de l'efficacité que la Commission a dirigé les travaux, cherchant à faire simple et complet, et à ne rien laisser dans le doute.

La question essentielle du prix, devant l'immensité de la tâche, a conduit la Commission à admettre des contraintes relativement élevées, le coefficient de sécurité réel n'étant pas diminué grâce à la précision des Règles dans tous les détails d'exécution.

La Commission comprenait les représentants qualifiés des trois activités nécessaires pour réaliser.

D'une part, les constructeurs, architectes et ingénieurs projeteurs, d'autre part, les bureaux de contrôle et de vérification, enfin les fonctionnaires techniciens qui vont orchestrer la cicatrisation de nos plaies de destruction. Tous ont travaillé dans la même direction, celle de l'intérêt général. Des discussions complètes, après les premiers textes, ont permis de prévoir des guides précis pour résoudre les questions d'appuis et d'assemblages souvent si embarrassantes pour le projeteur, et les Règles admises déduites directement de l'expérience éviteront toutes discussions et toutes pertes de temps.

Nos remerciements iront à tous les Membres de la Commission et spécialement à ceux qui ont bien voulu accepter la tâche essentielle de rédiger les Commentaires. En séparant ceux-ci nettement du Règlement, la Commission a voulu qu'ils puissent être complétés dans les éditions successives, à la demande des constructeurs et des services, pour guider davantage le projeteur, le Règlement dans ses données numériques n'ayant pas à être modifié.

Le Règlement se présente ainsi comme un outil précis, rapide et commode, à la disposition du Maître de l'Œuvre, lui laissant toute liberté de conception, le Règlement n'ayant à intervenir que pour le maintien de la Sécurité.

A. Caquot.
Décembre 1945.

MEMBRES DE LA COMMISSION

Président :

M. CAQUOT, Membre de l'Institut. Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Rapporteurs :

MM. GUÉRIN, Ancien Élève de l'École Polytechnique. Chef du Service Technique du Comité Professionnel Provisoire du Bâtiment et de la Construction Métallique.

LEBELLE, Ancien Élève de l'École Polytechnique. Directeur du Bureau Sécuritas.

Membres :

MM. ABRAHAM, Architecte du Gouvernement. Chargé de Mission au Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme.

BEAUCOLIN, Ingénieur aux Entreprises CAMPENON-BERNARD.

Edmond BILLIARD, Ancien Élève de l'École Polytechnique. Président Directeur général des Établissements BILLIARD.

BLÉVOT, Ingénieur des Arts et Manufactures. Secrétaire général du Bureau Sécuritas.

BOUTHORS, Ingénieur de la Ville de Paris.

BUISSON, Ancien Élève de l'École Polytechnique. Chef du Service de Contrôle des Constructions Immobilières du Bureau Véritas.

CHAMBAUD, Ingénieur des Arts et Manufactures. Société PELNARD-CONSIDÈRE et Cie.

DEMARRE, Sous-Directeur au Service des Études de la Construction au Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme.

DIDELIN, Ancien Élève de l'École Polytechnique. Adjoint au Chef du Service Technique du Comité Professionnel Provisoire du Bâtiment et de la Construction Métallique.

André DUNOYER, Ancien Élève de l'École d'Ingénieurs de Lausanne. Directeur général des Établissements H. DUNOYER et Cie.

ENCONTRE, Ingénieur Conseil.

ESQUILLAN, Ingénieur des Arts et Métiers. Directeur technique de la Société Anonyme des Entreprises BOUSSIRON.

FAYETON, Ingénieur des Arts et Manufactures. Architecte diplômé par le Gouvernement. Chargé de Mission au Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme.

Louis FERET, Chef de la Section d'Essais des Matériaux aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Jacques FOUGEROLLE, Ingénieur des Arts et Manufactures. Président de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France.

Pierre GAUTHIER, Ingénieur des Arts et Métiers. Ingénieur Conseil.

Jacques GAUTHIER, Ingénieur des Arts et Manufactures. Architecte diplômé par le Gouvernement. Association Française de Normalisation.

GIGOU, Ingénieur des Arts et Manufactures. Architecte diplômé par le Gouvernement. Chef du Bureau de Normalisation du Comité Professionnel Provisoire du Bâtiment et de la Construction Métallique.

L'HERMITE, Directeur des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

LEPAN-DREVDAL, Ingénieur des Arts et Manufactures. Directeur technique de l'Association Française de Normalisation.

LHOSTE, Directeur général de l'Association Française de Normalisation.

Henry LOSSIER, Ingénieur Conseil.

MARINI, Chef du Service des Études de la Construction au Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme.

MERCY, Ingénieur du Conservatoire National des Arts et Métiers. Chef des Services Techniques du Bureau Sécuritas.

PERRIN, Ingénieur des Arts et Manufactures. Bureau Véritas.

SCHMID, Ingénieur des Arts et Manufactures. Directeur des Établissements SCHMID, BRUNETON et MORIN.

VALLETTE, Ingénieur principal. Chef de la Division des Ouvrages d'Art. Service Central des Installations Fixes de la S. N. C. F.

Sous-Commission de Rédaction :

MM. BLÉVOT, CHAMBAUD, DIDELIN, GUÉRIN, LEBELLE.

TABLE MÉTHODIQUE DES MATIÈRES

N. B. — Les divisions et subdivisions sont notées sous forme décimale avec les deux particularités suivantes :

Le zéro indique un paragraphe général ou une partie préliminaire.

Le neuf indique une conclusion relative à la subdivision dont il dépend.

Par ailleurs, pour alléger les notations à partir de la quatrième décimale, un *tiret* remplace le début de la notation en cours rappelée en haut de chaque page. A l'intérieur du paragraphe correspondant (tel que 3,521) une référence plus précise pourra ainsi être réduite à ses derniers chiffres (— 12 par exemple).

UNITÉS

Les grandeurs mécaniques sont exprimées avec les unités du système Mètre, Kilogramme-force, Seconde, dont l'emploi est autorisé à titre provisoire par la loi du 2 avril 1919 et le décret du 26 juillet 1919.

La correspondance entre ces unités et celles du système M. T. S. (Mètre, Tonne-masse, Seconde) est donnée ci-dessous :

102 kilogrammes-force (kg) valent 1 sthène (sn);

102 kilogrammes-force par mètre carré (kg/m^2) valent 1 pièze (pz);

1,02 kilogramme-force par centimètre carré (kg/cm^2) valent 1 hectopièze (hpz).

1,02 kilogramme-force par millimètre-carré (kg/mm^2) valent 1 myriapièze (mapz).

NOTATIONS

La notation employée est conforme aux principes formulés en 8,1.

0 PRÉAMBULE

0,1 OBJET DES RÈGLES

Les présentes règles ont pour but de préciser et de codifier les méthodes semi-empiriques utilisées avec succès depuis une quarantaine d'années pour l'établissement des projets et l'exécution des constructions en béton armé. L'application de ces règles conduit pour chacun des éléments de ces constructions a un coefficient de sécurité (1) voisin de deux : supérieur à ce chiffre pour le béton et éventuellement un peu inférieur pour l'acier.

0,2 DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles concernent l'utilisation du béton armé à l'édification :

— des immeubles à usage d'habitation, de bureaux, de locaux commerciaux,

— des constructions industrielles et agricoles.

---

(1) Le coefficient de sécurité envisagé est relatif à la rupture et rapporté à la sollicitation totale.

1 NATURE ET QUALITÉ DES MATÉRIAUX

1,1 ACIER

La nuance de l'acier utilisé est définie, conformément aux normes en vigueur, par la valeur de la limite élastique conventionnelle n'_e, exprimée en kg/mm².

1,2 BÉTON

1,20 Le béton sera composé de ciment, d'agrégat et d'eau conformes aux normes en vigueur.

1,21

1,211 L'emploi de ciment de la classe 250-315 (ciment Portland artificiel et ciment de fer) n'est soumis à aucune règle spéciale.

1,212 L'emploi de ciment de la classe 160-250 ne sera admis sans essais de contrôle que dans les ouvrages dont l'exécution ne présente pas de difficultés spéciales et où les contraintes des matériaux sont faibles, sinon les bétons mis en œuvre devront faire l'objet d'essais, conformément à ce qui est prescrit en 2,23 et 2,27.

1,22 L'emploi de ciment d'autres classes ne sera admis que dans des cas particuliers et sur justification complète, conformément à ce qui est prescrit en 2,23 et 2,27.

1,23 Par définition, le dosage est le poids en kilogrammes de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre. Sauf cas spéciaux ou justification par des essais préalables et des essais poursuivis pendant toute la durée des travaux, il sera d'au moins 350.

1,24 La composition granulométrique de l'agrégat sera déterminée expérimentalement en vue d'obtenir la résistance escomptée avec le dosage prévu et une bonne imperméabilité indispensable à la conservation du béton et des armatures. Sauf indication expresse du cahier des charges particulier, la grosseur de l'agrégat D, qui est, par définition, le diamètre exprimé en millimètres des trous circulaires de la passoire strictement suffisante pour laisser passer tout l'agrégat, est fixé à 25.

1,25 La compacité à sec est, par définition, le volume absolu occupé par les grains solides d'agrégats et de ciment dans l'unité de volume de béton après la mise en place sans tenir compte de la majoration obtenue par la formation des cristaux déterminant la prise et le durcissement.

2 CONTRAINTES ADMISSIBLES

2.1 ACIER

2,10 COEXISTENCE D'ACIERS DE DIVERSES NUANCES

En principe, des armatures ayant la même direction, et jouant ainsi le même rôle dans la résistance d'un élément déterminé seront toutes de même nuance. En cas d'impossibilité de satisfaire à cette condition, la contrainte de traction admissible sera celle de l'acier caractérisé par la plus faible limite élastique.

2.11 CAS OU LA FISSURATION N'EST PAS NUISIBLE

2,110 0 Dans les conditions de calcul définies par les présentes règles et lorsque la fissuration des zones tendues ne peut être nuisible à la durabilité de l'élément ou à la bonne tenue des revêtements et enduits, la contrainte de traction admissible R'_a exprimée en kg/mm² sera, pour l'acier caractérisé par la limite élastique conventionnelle n'_e :

— 1 $R'_a = 0{,}6n'_e$ pour $n'_e \leq 24$

— 2 $R'_a = 0{,}4n'_e + 4{,}8$ pour $n'_e \geq 24$

— 3 Dans le cas d'emploi de ciment de la classe 160-250, à moins que les prescriptions 2,111 ne soient remplies, la contrainte de traction admissible R'_a de l'acier ne pourra dépasser 12 kg/mm².

2,111 Il est recommandé de prendre des dispositions pour limiter l'ouverture des fissures. D'une manière générale, le béton employé devra être tel que sa contrainte de compression admissible, exprimée en kg/cm² soit au moins égale à un vingtième (1/20) de la contrainte de traction admissible pour l'acier, exprimée en kg/cm². En outre, la contrainte de traction admissible pour l'acier ne pourra dépasser 18 kg/mm² que sur justification spéciale.

2.12 CAS OU LA FISSURATION EST PRÉJUDICIABLE

2,120 Si la fissuration des zones tendues apparaît préjudiciable, par exemple dans les parties de construction exposées aux intempéries, les valeurs de R'_a définies en 2,110 1 et 2,110 2 ne seront admises que sur justifications précises et complètes concernant la qualité du béton et principalement sa compacité ainsi que l'agencement des armatures.

2,121 0 Dans aucun cas on ne dépassera pour R'_a :

— 1 14,4 kg/mm² avec des bétons au dosage 350 offrant une résistance à la compression à 90 jours supérieure à 280 kg/cm² et une compacité à sec supérieure à 0,80.

— 2 16 kg/mm² avec des bétons au dosage 400 offrant une résistance à la compression à 90 jours supérieure à 320 kg/cm² et une compacité à sec supérieure à 0,82.

2,122 0 D'autre part, les cahiers des charges particuliers pourront limiter les valeurs de R'_a quelle que soit la nuance de l'acier employé à :

— 1 10 kg/mm² pour les éléments dont l'une des faces est constamment au contact de l'eau (radiers, caniveaux, puisards...)

— 2 12 kg/mm² dans les autres cas.

2,13 ESSAIS DE CONTROLE DES ACIERS

Le cahier des charges particulier pourra prévoir des essais de réception ou de contrôle des aciers. Il en fixera les modalités conformément aux normes en vigueur.

2,2 BÉTON

2,21 CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE

La contrainte de compression admissible R_b est égale aux vingt-huit centièmes (28/100) de la résistance à la compression à 90 jours d'âge pour le béton des éléments coulés en place et à trente-trois centièmes (33/100) de la dite résistance pour le béton des éléments fabriqués en grande série en atelier couvert avec contrôle constant des fabrications (voir 2,262 et 2,265).

2,22 CONTRAINTE DE TRACTION ADMISSIBLE

La contrainte de traction admissible R'_b est égale, dans tous les cas, aux vingt-huit centièmes (28/100) de la résistance à la traction à 90 jours d'âge (voir 2,261).

2,23 ESSAIS PRÉALABLES

2,231 Les essais préalables à effectuer en vue de la construction d'un édifice donné, et permettant de déterminer les résistances à la compression et à la traction, porteront sur des bétons confectionnés avec le ciment, les agrégats et l'eau qu'on se propose d'employer en exécution.

2,232 Les essais préalables se feront en principe à 2, 7, 28 et 90 jours d'âge du béton. Quelques éprouvettes seront conservées pour des essais à un an. S'il est nécessaire de fixer rapidement les valeurs des résistances et si l'on ne possède pas la courbe de durcissement du ciment employé, on admettra pour les bétons à base « de ciment des classes 160-250 et 250-315 que : »

$$n_7 = 0{,}57 n_{90} \qquad n'_7 = 0{,}70 n'_{90}$$
$$n_{28} = 0{,}83 n_{90} \qquad n'_{28} = 0{,}90 n'_{90}$$

Ces chiffres sont valables si les éprouvettes sont conservées à la température de 15° (1).

2,24 CONTRAINTES A ADMETTRE A DÉFAUT D'ESSAIS PRÉALABLES

2,241 **A défaut d'essais préalables, les contraintes de compression et de traction admissibles pour des bétons à base de ciment de la classe 250-315 seront celles définies par le tableau ci-dessous :**

DOSAGE	CONTRAINTES ADMISSIBLES					
	COMPRESSION R_b (kg/cm²)			TRACTION R'_b (kg/cm²)		
	Éléments bétonnés en place		Éléments fabriqués en atelier couvert	Éléments bétonnés en place		Éléments fabriqués en atelier couvert
	sans essais de contrôle	avec essais de contrôle		sans essais de contrôle	avec essais de contrôle	

2,242 Pour les bétons à base de ciment de la classe 160-250 exécutés en place sans essais de contrôle, les contraintes admissibles ne devront pas dépasser :

DOSAGE	COMPRESSION R_b	TRACTION R'_b
—	(kg/cm²)	(kg/cm²)
350	50	5
400	56	5,6

2,243 Pour les bétons à base de ciment de la classe 160-250 exécutés en place avec essais de contrôle ou en atelier couvert, les contraintes admissibles ne pourront être fixées à des valeurs supérieures à celles données en 2,242, qu'après essais préalables conformément aux prescriptions 2,21, 2,22 et 2,23.

2,121 0 Dans aucun cas on ne dépassera pour R'_a :

— **1** 14,4 kg/mm² avec des bétons au dosage 350 offrant une résistance à la compression à 90 jours supérieure à 280 kg/cm² et une compacité à sec supérieure à 0,80.

— **2** 16 kg/mm² avec des bétons au dosage 400 offrant une résistance à la compression à 90 jours supérieure à 320 kg/cm² et une compacité à sec supérieure à 0,82.

2,122 0 D'autre part, les cahiers des charges particuliers pourront limiter les valeurs de R'_a quelle que soit la nuance de l'acier employé à :

— **1** 10 kg/mm² pour les éléments dont l'une des faces est constamment au contact de l'eau (radiers, caniveaux, puisards...)

— **2** 12 kg/mm² dans les autres cas.

2,13 ESSAIS DE CONTROLE DES ACIERS

Le cahier des charges particulier pourra prévoir des essais de réception ou de contrôle des aciers. Il en fixera les modalités conformément aux normes en vigueur.

2,2 BÉTON

2.21 CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE

La contrainte de compression admissible R_b est égale aux vingt-huit centièmes (28/100) de la résistance à la compression à 90 jours d'âge pour le béton des éléments coulés en place et à trente-trois centièmes (33/100) [illegible]

2,232 Les essais préalables se feront en principe à 2, 7, 28 et 90 jours d'âge du béton. Quelques éprouvettes seront conservées pour des essais à un an. S'il est nécessaire de fixer rapidement les valeurs des résistances et si l'on ne possède pas la courbe de durcissement du ciment employé, on admettra pour les bétons à base « de ciment des classes 160-250 et 250-315 que : »

$$n_7 = 0{,}57 n_{90} \qquad n'_7 = 0{,}70 n'_{90}$$
$$n_{28} = 0{,}83 n_{90} \qquad n'_{28} = 0{,}90 n'_{90}$$

Ces chiffres sont valables si les éprouvettes sont conservées à la température de 15° (1).

2,24 CONTRAINTES A ADMETTRE A DÉFAUT D'ESSAIS PRÉALABLES

2,241 **A défaut d'essais préalables, les contraintes de compression et de traction admissibles pour des bétons à base de ciment de la classe 250-315 seront celles définies par le tableau ci-dessous :**

DOSAGE	CONTRAINTES ADMISSIBLES					
	COMPRESSION R_b (kg/cm²)			TRACTION R'_b (kg/cm²)		
	Éléments bétonnés en place		Éléments fabriqués en atelier couvert	Éléments bétonnés en place		Éléments fabriqués en atelier couvert
	sans essais de contrôle	avec essais de contrôle		sans essais de contrôle	avec essais de contrôle	
350	63	72	100	6,6	7,2	9,0
400	72	80	120	7,2	7,7	10,0

Les contraintes en hectopièzes sont mesurées par les nombres précédents réduits de 2 %.

2.25 PRESSIONS LOCALISÉES

2.251 Lorsqu'une force de compression N détermine une pression uniformément répartie sur une zone restreinte S' de la surface S d'un élément de béton, la pression admissible est supérieure à R_b.

(1) A titre de simple indication, il a été constaté, pour un ciment courant, que la vitesse de durcissement désignée par l'unité à 15° devenait approximativement égale à 0,5 à 5°, à 1,5 à 25° et à 2 à 35°.

2,252 Si les aires S et S′ ont même centre de gravité G et si μ_1 et μ_2 sont, pour deux axes rectangulaires passant par G les coefficients de réduction du contour de S déterminant un nouveau contour C se rapprochant le plus possible du contour S′ (1) et de surface au moins égale, et si S″ est la fraction de l'aire de S′ de même centre de gravité intérieure au contour de C (fig. 1), la force admissible N pourra atteindre la valeur maximum de l'expression suivante :

$$R_b S'' \left[1 + (3 - \mu_1 - \mu_2)\sqrt{(1 - \mu_1)(1 - \mu_2)}\right]$$

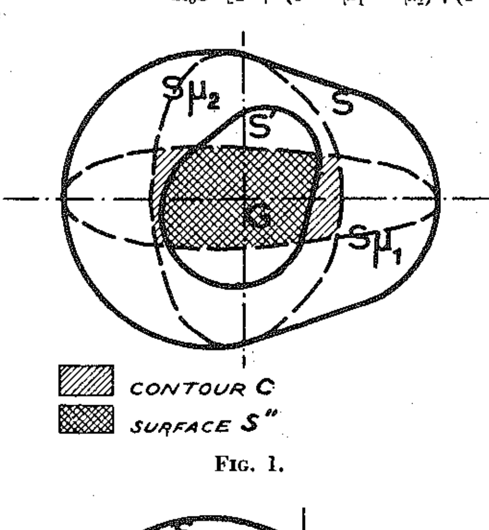


Fig. 1.

2,253 Si les deux aires S et S′ n'ont pas le même centre de gravité, on remplacera le contour de S par un contour intérieur limitant une aire S_1 dont le centre de gravité est sur l'axe de la force N, et on appliquera aux deux aires S_1 et S′ la méthode de calcul de 2,252 (fig. 2).

2,254 Dans les deux cas les majorations de contrainte stipulées ne sont autorisées que si l'épaisseur de l'élément porteur est au moins égale au double du rayon moyen (2) de S ou de S_1. De plus, les éléments porteurs S ou S_1 ne doivent pas comporter d'évidement.

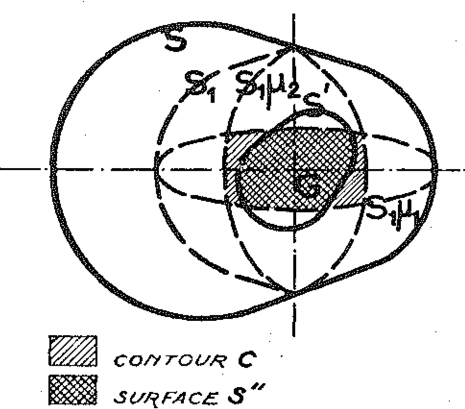


Fig. 2.

2,255 Si l'effort normal N visé ci-dessus est accompagné d'un couple de flexion de moment M, on appliquera les prescriptions précédentes en remplaçant l'effort normal effectif N par un effort fictif N′ qui, agissant seul au centre de gravité de l'aire S′, produirait sur la totalité de celle-ci une pression égale à la pression maximum produite par le système « N, M ».

(1) Dans le cas de surface S et S′ à contours parallèles, le contour C se confond avec le contour S′.

(2) Le rayon moyen d'une aire plane S limitée par un contour de longueur P est par définition le quotient S/P.

2,256 L'application des règles 2,252, 2,253, 2,254 et 2,255 ne dispense évidemment pas de la vérification de l'équilibre général et de la résistance d'ensemble de l'élément porteur.

2,26 DÉFINITION ET MESURE DES RÉSISTANCES MÉCANIQUES DU BÉTON

2,260 RÉSISTANCES MÉCANIQUES

La résistance à la traction n'_j et la résistance à la compression n_j du béton à l'âge de j jours, exprimées en kg/cm², sont déterminées par des essais sur éprouvettes prismatiques à base carrée, de côté b et de longueur égale à $4b$.

2,261 DÉTERMINATION DE LA RÉSISTANCE A LA TRACTION

Une telle éprouvette étant rompue par flexion sous moment constant, si M_r est le moment fléchissant provoquant la rupture, on admettra que la résistance à la traction est égale à $\frac{3{,}6M_r}{b^3}$.

2,262 DÉTERMINATION DE LA RÉSISTANCE A LA COMPRESSION

Chacun des deux morceaux de l'éprouvette rompue par flexion sera placé sous une presse en sorte que l'effort total exercé par celle-ci s'applique approximativement à mi-longueur de la demi-éprouvette, sur une surface carrée de côté b.

On interposera des cartons de 1 mm d'épaisseur environ entre l'éprouvette et les plaques de répartition de largeur b. Si N_r est l'effort de rupture, la résistance à la compression sera prise égale à $\frac{N_r}{b^2}$.

2,263 NOMBRE D'ÉPROUVETTES ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS D'ESSAIS

On essaiera au moins trois éprouvettes, ce qui fournira trois résultats pour la résistance à la traction et six pour la résistance à la compression. On éliminera tout résultat inférieur à la moyenne arithmétique de tous les résultats de plus de 20 % et on prendra pour résistance les moyennes arithmétiques des résultats conservés.

2,264 DIMENSIONS DES ÉPROUVETTES

— **0** Les dimensions des éprouvettes seront en rapport avec la grosseur D de l'agrégat.

— 1 Pour $D \leq 25$, b sera pris égal à 71 mm;

— 2 Pour $25 < D \leq 50$, b sera pris égal à 141 mm.

2,265 EMPLOI D'ÉPROUVETTES CUBIQUES POUR LA DÉTERMINATION DE LA RÉSISTANCE A LA COMPRESSION

— 0 La résistance à la compression pourra également être mesurée sur des cubes de :

— 1 100 mm de côté au moins pour $D \leq 25$

— 2 141 mm de côté au moins pour $25 < D \leq 50$

— 3 200 mm de côté au moins pour $D > 50$

— 4 Les essais seront effectués à la presse hydraulique avec interposition de cartons de 1 mm d'épaisseur environ entre les plateaux de la presse et les faces d'écrasement de l'éprouvette. On fera au moins trois essais. Les résultats seront interprétés conformément aux prescriptions stipulées en 2,263.

2,266 MOULES

Les moules utilisés pour la confection des éprouvettes seront en métal et permettront la réalisation exacte des formes et dimensions prévues en 2,260, 2,264 et 2,265.

2,27 ESSAIS DE CONTROLE DU BÉTON

2,271 Si, à la suite d'essais préalables, on prend pour base de calcul des contraintes admissibles supérieures à celles définies en 2,24 ou si on se trouve dans les conditions prévues en 2,121 1 et 2,121 2, des essais de contrôle devront être effectués pendant toute la durée des travaux. Le cahier des charges particulier en fixera les modalités.

2,272 Ce dernier pourra d'ailleurs dans tous les cas imposer des essais de contrôle du béton dont il devra préciser les modalités.

2,3 ASSOCIATION ACIER-BÉTON

2,30 Les distances minima des armatures entre elles et aux parois de coffrage sont définies en 5,23.

2,31 ARMATURES DROITES

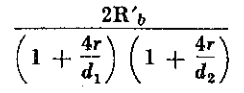
2,310 La résistance au glissement d'une barre droite isolée dans sa gaine de béton dépend notamment des qualités du béton d'enrobage et de l'importance de la masse de ce béton d'enrobage. En désignant par R_d la contrainte d'adhérence admissible, Φ le diamètre de la barre, d_1 la distance minimum de l'axe de la barre à la surface libre du béton, d_2 la plus petite des distances de l'axe de la barre à la surface libre du béton dans les deux directions perpendiculaires à celle selon laquelle est mesurée d_1, ou dans le prolongement de celle-ci, on a :

$$R_d = \frac{2R'_b}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1}\right)\left(1 + \frac{\Phi}{d_2}\right)} \quad (1)$$

On appellera longueur de scellement droit, la longueur définie par la formule :

$$l_0 = \frac{\Phi}{4} \times \frac{R'_a}{R_d}$$

2,311 Si on emploie des groupes de 2, 3 ou 4 de barres en contact (fig. 3) et si r désigne le rayon moyen (2) d'un groupe calculé en ne considérant que le périmètre enveloppant, la contrainte d'adhérence admissible sur le périmètre enveloppant de ce groupe sera prise égale à :



$$\frac{2R'_b}{\left(1 + \frac{4r}{d_1}\right)\left(1 + \frac{4r}{d_2}\right)}$$

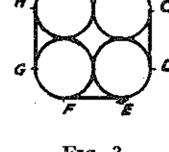


FIG 3. Périmètre enveloppant : ABCDEFGH.

d_1 et d_2 désignant dans cette dernière expression les distances définies en 2,310 mais comptées ici à partir du centre de gravité de la section totale des barres du groupe.

2,312 Lorsque la gaine de béton qui enveloppe une armature est cousue par des armatures transversales susceptibles de s'opposer efficacement à l'ouverture d'une fissure longitudinale, les distances d_1 et d_2 seront augmentées d'une épaisseur fictive. Cette épaisseur

(1) La formule donnant R_d et la règle spécifiée en 2,312 montrent que pour des hourdis d'épaisseur e dont les armatures enrobées de 1 cm au moins de béton ont un diamètre au plus égal à $\frac{e}{10}$, la contrainte d'adhérence admissible des barres peut être prise en moyenne égale à 1,10 R'_b. Il en sera de même, en général, pour les poteaux, les poutres et les poutrelles armées transversalement de cadres fermés dont les armatures longitudinales ont au plus 20 mm de diamètre et sont enrobées d'au moins 20 mm de béton.

Pour les poutres et poutrelles ne comportant que des étriers et pour des barres correspondant aux conditions de diamètre et d'enrobage fixées ci-dessus, on pourra prendre en général, une contrainte d'adhérence admissible égale à R'_b.

(2) Le rayon moyen d'une aire plane S limitée par un contour de longueur P est par définition le quotient $\frac{S}{P}$.

sera exprimée en centimètres par le même nombre que la section (en centimètres carrés) par mètre de longueur de la couture d'acier qui s'oppose à cette fissure éventuelle.

2,313 Les armatures longitudinales comprimées placées au voisinage d'une paroi seront reliées à la masse du béton par des ligatures transversales disposées en sorte que, grâce à leur résistance à la traction et à leurs ancrages, ces ligatures puissent s'opposer au flambement individuel de chacune des armatures longitudinales.

Soient Φ_1 et Φ_2 les diamètres respectivement le plus faible et le plus fort des barres longitudinales, l'écartement e des ligatures transversales ne devra pas excéder $12\Phi_1$.

Si e est égal à $12\Phi_1$, le diamètre des ligatures devra être au moins égal aux trois dixièmes (3/10) de Φ_2.

Si e est inférieur à $12\Phi_1$, le diamètre des ligatures pourra être diminué mais il devra alors être au moins égal à :

$$0{,}3\Phi_2 \sqrt{\frac{e}{12\Phi_1}}$$

2,32 ARMATURES COURBES

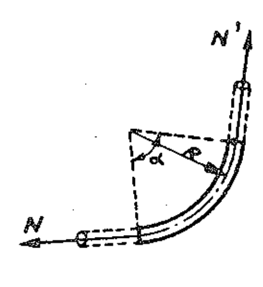


FIG. 4.

2,321 Par suite du frottement et de l'adhérence, l'effort le long d'une barre courbe enrobée dans du béton varie. Soit N sa valeur à l'extrémité de la partie courbe où il est maximum (fig. 4); sa valeur N′ à l'autre extrémité est égale à $KN - 7(1 - K)\,\Phi R R_d$, R désignant le rayon de courbure de la fibre moyenne de la barre et K étant un coefficient de réduction dont on admettra que la valeur est donnée pour des pliures circulaires, en fonction de l'angle au centre α, par le tableau suivant (1).

α	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
K	0,90	0,80	0,71	0,63	0,56	0,50	0,45	0,40	0,35	0,32	0,28	0,25

2,322 Les armatures cintrées seront tracées ou maintenues de telle sorte que les efforts résultant de leur courbure ne puissent

(1) Les chiffres de ce tableau sont légèrement arrondis.

pas les faire sortir de la masse de béton et n'imposent à celui-ci que des contraintes acceptables.

2,323 La contrainte locale de compression est proportionnelle à $\frac{N}{R\Phi}$, expression dans laquelle N est l'effort total de traction de la barre, R le rayon de courbure de sa fibre moyenne et Φ son diamètre.

On appliquera la règle définie en 2,252 en prenant pour μ_1 et μ_2 la valeur $\frac{\Phi}{2d_1}$, d_1 étant la distance du centre de courbure de la barre à la paroi la plus voisine. On vérifiera l'inégalité :

$$\frac{N}{R\Phi} \leq R_b \left[1 + \left(3 - \frac{\Phi}{d_1}\right)\left(1 - \frac{\Phi}{2d_1}\right)\right]$$

On admettra pour d_1 la majoration prévue en 2,312 pour tenir compte des armatures transversales existant dans la zone d'éclatement.

2,324 Cette inégalité montre, conformément à l'expérience, que pour un rapport des résistances à la rupture de l'acier et du béton $\frac{n'_r}{n_{90}}$ de l'ordre de 15, une barre munie d'un crochet normal (1) ancré dans une masse indéfinie de béton rompt normalement par traction avant écrasement du béton.

2 325 Cette inégalité montre également que pour $\frac{R'_a}{R_b} = 20$ en unités homogènes :

— **1** des barres cintrées suivant un rayon de courbure de 8Φ et enrobées d'une épaisseur de béton égale à leur diamètre ($d_1 = 1{,}5\Phi$) peuvent supporter, sans que soit dépassée la contrainte locale admissible pour le béton, la totalité de l'effort de traction correspondant à la contrainte maximum R'_a.

— **2** des barres munies de crochets normaux (1) peuvent supporter, sans que soit dépassée la contrainte locale admissible pour le béton, un effort égal :

à 77/100 de l'effort de traction correspondant à la contrainte maximum R'_a si elles sont ancrées en pleine masse :

et à 48/100 du même effort si elles sont enrobées d'une épaisseur de béton égale à leur diamètre ($d_1 = 1{,}5\Phi$).

(1) On entend ici par « crochets normaux » des ancrages circulaires en forme de crosses dont le rayon de courbure R est égal à 3Φ et qui comportent un retour parallèle à la barre d'une longueur égale à 2Φ.

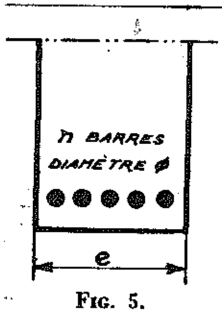


FIG. 5.

2,326 Dans le cas de plusieurs barres courbes rapprochées, la vérification devra être faite pour la barre la plus voisine de la paroi ou pour un ensemble quelconque de n barres en prenant pour μ_1 et μ_2 le rapport $\frac{n\Phi}{e}$, e étant la largeur de la zone de béton sur laquelle agit l'ensemble des barres supposées également réparties dans cette zone e (fig. 5).

2,33 RECOUVREMENT DES ARMATURES

2,331 La longueur de recouvrement des armatures tendues sans dispositif spécial d'ancrage (barres droites) sera au moins égale à la longueur l_0 de scellement droit définie en 2,310.

2,332 Dans le cas où les barres sont munies de dispositifs d'ancrage, la longueur de recouvrement devra être telle que l'efficacité de l'ancrage soit assurée conformément à 2,321 et que les conditions 2,323 et 2,326 soient vérifiées.

2,333 En particulier si $\frac{R'_a}{R_b} = 20$ en unités homogènes et si les barres de diamètre Φ sont terminées par des crochets normaux, enrobées d'une épaisseur de béton égale à Φ, et distantes entre axes d'au moins 3Φ, la longueur de recouvrement l (crochets compris) pourra être prise égale à $0{,}60 l_0$ (fig. 6).

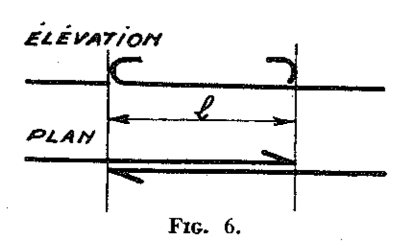


FIG. 6.

2,334 Dans les pièces tendues et dans les pièces fléchies, la proportion des armatures dont les efforts de traction sont transmis par recouvrement sera inférieure dans une même section à la moitié de la section totale des armatures tendues.

2,335 Dans les poteaux, la longueur de recouvrement des barres sans crochets sera au moins égale aux 6/10 de la longueur l_0 de scellement droit ($0{,}6\ l_0$), sauf toutefois lorsque les poteaux seront soumis à des vibrations ou à des chocs, auquel cas la longueur de recouvrement devra être égale à la longueur l_0.

3 CALCULS DE RÉSISTANCE

3,0 BASE DES CALCULS

Les ouvrages en béton armé seront établis pour supporter les effets des forces maxima qui leur sont appliquées, en construction comme en service.

3,1 MÉTHODES A EMPLOYER

3,10 Les calculs seront conduits par des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales; toutefois, et dans certains cas particuliers, les expériences directes sur un élément type, réalisées dans le domaine élastique, puis poussées jusqu'à rupture seront considérées comme justification complète des éléments identiques en dimensions et en qualité de matériaux.

3,11 MATÉRIAUX DE REMPLISSAGE

Les matériaux autres que le béton et l'acier seront, sauf justification spéciale et hormis le cas visé en 3,527 17, considérés comme coffrages ou remplissages sans résistance propre.

3,2 ÉLÉMENTS DU CALCUL

3,20 On tiendra compte dans les calculs :

de la charge permanente;

des surcharges d'exploitation ou d'essai (comprenant les surcharges climatiques);

et éventuellement :

des effets de la température et du retrait;

de la méthode de construction.

3,21 ÉVALUATION DE LA CHARGE PERMANENTE

3,210 Les charges fixes sur l'ouvrage seront évaluées d'après le volume des matériaux et leur poids spécifique le plus grand dans les

conditions d'emploi (par exemple : matériaux humides, pour un ouvrage exposé aux intempéries).

Pour le béton armé, sauf cas spéciaux, on adoptera le poids spécifique donné, en tonnes par mètre cube, par l'expression

$$2,37 + 5,4\alpha = 2,37 + 0,7\beta$$

où α est le volume en mètre cube d'acier et β le poids en tonnes d'acier par mètre cube de béton brut.

3,211 Dans les cas courants où α varie de 0,01 à 0,025, on pourra prendre la valeur moyenne 2,5.

3,22 SURCHARGES

3,221 Les surcharges d'exploitation seront celles fixées par les normes en vigueur, à moins que le cahier des charges particulier n'en exige de supérieures.

3,222 Si le cahier des charges particulier fixe une surcharge d'essai supérieure à la surcharge d'exploitation, cette surcharge d'essai doit être adoptée comme base des calculs.

3,223 Les surcharges climatiques (neige et vent) à prendre en considération sont celles définies par les normes en vigueur.

3,23 RETRAIT ET DILATATION

3,231 0 (1) Sauf pour le calcul des arcs ou des pièces hyperstatiques analogues, on ne tiendra pas compte des effets des variations de température et du retrait pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

— **1** 25 m dans les régions sèches et à forte opposition de température (en particulier la région méditerranéenne);

— **2** 50 m dans les régions humides et tempérées (en particulier la région de l'Ouest).

3,232 Pour les éléments dépassant ces limites, on tiendra compte, dans les calculs, des effets de dilatation et de retrait, à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets.

3,233 On admettra un retrait moyen de 2.10^{-4} en toutes régions sauf au sud de la ligne Bayonne-Grenoble où il sera pris égal à 3.10^{-4} et en Afrique du Nord où il sera pris égal à 4×10^{-4}.

(1) La présente règle ne s'applique qu'aux éléments d'une ossature complète en béton armé; elle ne vise pas le cas de poutres de grande portée reposant sur des appuis en maçonnerie pour lequel il convient de prendre toutes dispositions pour que les effets des variations thermiques ne produisent pas de désordres dans les maçonneries.

3,234 On admettra une variation de température de $\pm$ 20°, sauf en Afrique du Nord où cette variation peut atteindre $\pm$ 30°.

3 235 Le coefficient de dilatation pratique du béton armé sera pris égal à 11.10^{-6}.

3,236 Pour la détermination des moments fléchissants, efforts tranchants et efforts normaux résultant du retrait et des variations de température, le coefficient d'élasticité du béton sera pris égal à la valeur de E_v fixée en 3,42.

3,3 RÈGLES GÉNÉRALES DE SÉCURITÉ

3,31 ARMATURES LONGITUDINALES DES PIÈCES PRISMATIQUES

Dans les pièces prismatiques ou assimilées, soumises à la traction simple, à la flexion simple, à la flexion déviée, à la flexion composée, déviée ou non, accompagnées ou non de torsion, les armatures longitudinales suffiront seules, et dans tous les cas de charge, pour supporter toutes les tractions longitudinales, l'effet du béton tendu étant seulement pris en compte dans le calcul des déformations et dans les calculs de moments fléchissants, efforts tranchants et efforts normaux faisant intervenir implicitement ou explicitement les dites déformations.

3,32 ARMATURES TRANSVERSALES DES PIÈCES PRISMATIQUES

3,320 Quand, dans la flexion ou la torsion, ou la juxtaposition de ces sollicitations, la contrainte principale oblique du béton dépassera la contrainte admissible définie en 2,22, on supposera que suivant la direction principale une fissure peut s'ouvrir par traction.

3,321 Le béton devra être cousu à travers les fissures par des armatures transversales convenablement établies pour supporter les efforts qui doivent traverser ces fissures, et les armatures transversales seront ancrées à leurs extrémités, pour transmettre ces efforts aux autres éléments.

3,33 RÈGLE SPÉCIALE AUX COUTURES

Lorsqu'une fissure pourra se produire, soit par suite d'une reprise, soit pour toute autre cause, le plan correspondant sera traversé par des aciers de couture, tels que l'effort de traction que

ces aciers sont susceptibles de développer dans leur direction, combiné avec les forces agissant sur le plan puisse déterminer une résultante faisant avec la normale au plan de la fissure un angle inférieur à 45°.

3,34 VÉRIFICATION DIRECTE DE LA SÉCURITÉ

Lorsque cela ne résulte pas directement des calculs de résistance sous charges et surcharges d'exploitation (l'effet du vent étant au nombre de ces dernières) ou lorsque les surcharges possibles ne sont pas limitées par les dispositions de la construction, spécialement si ces surcharges résultent d'évaluations statistiques, on devra faire la preuve que la construction reste stable (1) si les surcharges sont multipliées par le rapport $\frac{n'_e}{R'_a}$ de la limite élastique conventionnelle de l'acier à sa contrainte admissible. Dans cette dernière hypothèse, la contrainte de l'acier ne devra pas excéder la limite élastique conventionnelle, et celle du béton les quatre-vingt centièmes de la résistance à la compression à 90 jours d'âge.

3,4 SIMPLIFICATIONS ADMISES ET DONNEES NUMÉRIQUES

3,41 MOMENTS D'INERTIE

3,410 Pour le calcul des systèmes hyperstatiques dans les constructions courantes, on pourra prendre, pour tous les éléments, le moment d'inertie de la seule section du béton, sans tenir compte, d'une part, de la diminution de rigidité due à la zone de béton tendu, d'autre part, de l'augmentation de rigidité due à la présence des aciers (2).

3,411 Pour le calcul des moments d'inertie d'une pièce à section transversale en forme de T, constituée par une poutre rectangulaire associée à un hourdis, on fera abstraction de la forme en fuseau de la zone de compression déterminée en 3,524 et on admettra une largeur uniforme de celle-ci sur toute la longueur de la pièce.

3,412 La largeur de hourdis à prendre en compte, de chaque côté de la nervure, ne devra pas dépasser la moitié de l'intervalle entre faces les plus voisines de deux nervures consécutives, ni le

(1) On vise ici, à la fois la résistance, la stabilité élastique et la stabilité d'ensemble.

(2) Cette prescription ne s'applique pas aux pièces dont la section est entièrement tendue, telles que les tirants.

sixième (1/6) de la portée libre de la nervure entre nus d'appuis, sous réserve que le hourdis ait une épaisseur suffisante pour transmettre les efforts (voir 3,524).

3,42 COEFFICIENTS D'ÉLASTICITÉ

3,421 Dans tous les calculs, le coefficient d'élasticité de l'acier sera pris égal à 21 000 kg/mm².

3,422 Sauf mesures spéciales, le coefficient d'élasticité apparent du béton exprimé en kg/cm² relatif aux déformations purement élastiques sera pris égal à tout âge à :

$E_v = 6\,000\sqrt{n_j}$ pour les charges et surcharges permanentes;

$E_i = 18\,000\sqrt{n_j}$ pour les charges rapidement variables, dont la durée d'application est inférieure à 24 h.

3,43 COEFFICIENT DE POISSON

Le coefficient de Poisson du béton dû aux déformations purement élastiques sera pris égal à 0,15.

3,44 COEFFICIENT D'ÉQUIVALENCE DES ARMATURES

Le coefficient d'équivalence *m*, qui n'est pas le simple rapport des coefficients d'élasticité de l'acier et du béton, sera pris égal à 15 dans tous les calculs lorsque le béton employé sera à base de ciment courant de la classe 160-250.

3,45 ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DU BÉTON

L'angle de frottement interne du béton (1) sera pris égal à 37° (tg 37° ≠ 0,75).

3,46 COEFFICIENT DE FROTTEMENT DE L'ACIER SUR LE BÉTON

L'angle de frottement de l'acier laminé sur le béton sera pris égal à 24° (tg 24° ≠ 0,45).

(1) Pour les corps fragiles, la partie de la courbe intrinsèque correspondant aux phénomènes de frettage est pratiquement rectiligne et son angle d'inclinaison moyen sur l'axe des contraintes normales est ce que l'on appelle l'angle de frottement interne.

3,47 CALCULS RELATIFS AUX CONTRAINTES NORMALES

3,471 En cas de flexion plane, simple ou composée, on se dispensera de la détermination de la position de l'axe neutre et du coefficient angulaire du diagramme des contraintes.

Il suffira de faire la preuve par les méthodes usuelles donnant les sections des armatures par léger excès, que les contraintes restent inférieures ou égales aux limites admissibles.

3,472 En cas de flexion déviée, simple ou composée, on pourra, à défaut de calculs complets, admettre que les contraintes maxima sont obtenues en cumulant les effets des composantes du couple de flexion dans les deux plans principaux de la pièce considérée.

3,473 Dans tous les cas de flexion composée, l'excentricité de la force normale pourra être comptée à partir du centre de gravité de la section du béton seul.

3,48 POINÇONNEMENT

Pour apprécier la résistance au poinçonnement d'un élément d'épaisseur h sollicité par une force P uniformément répartie sur une portion S' de la face supérieure dudit élément (fig. 7) on admettra que le cisaillement maximum se produit à mi-épaisseur et qu'il est égal à une fois et demi le cisaillement moyen calculé par la formule : $t = \frac{P}{bh}$ dans laquelle b désigne le périmètre d'un contour parallèle à celui de S', situé à l'extérieur et à une distance $\frac{h}{2}$ de ce dernier.

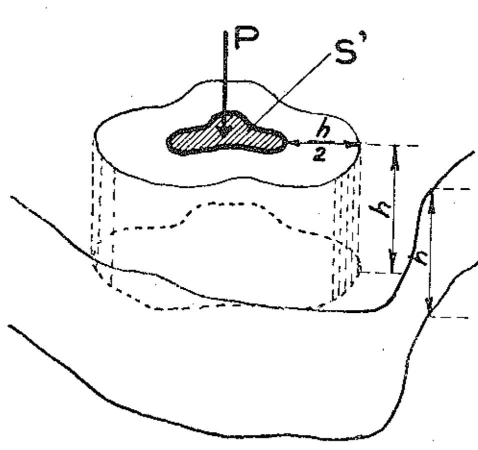


Fig. 7.

Les contraintes de cisaillement ainsi calculées ne devront pas dépasser R'_b.

3,5 RÈGLES SPÉCIALES A CERTAINS ÉLÉMENTS

3,51 POTEAUX ET PIÈCES COMPRIMÉES

3,511 EFFORTS SOLLICITANT LES POTEAUX

— **1** Les charges verticales agissant sur les poteaux pourront être évaluées en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles, poutres) chaque fois que les portées solidaires ne différeront pas de plus de vingt centièmes (20/100) de la plus grande, exception faite pour le cas des éléments à deux travées continues dans lequel il sera tenu compte de la solidarité desdits éléments.

— **20** Dans les cas où la norme relative aux surcharges climatiques autorise à ne pas calculer l'ossature d'un bâtiment en vue de résister à l'effort du vent, et si l'on ne tient pas compte de la solidarité des poteaux et des poutres, les charges verticales, calculées comme il est dit ci-dessus, seront majorées :

— **21** de 10 % de leur valeur pour les poteaux qui reçoivent à chaque étage deux poutres se faisant suite et servant elles-mêmes de support à deux travées contiguës de plancher, ou quatre poutres formant croix;

— **22** de 15 % pour les poteaux qui reçoivent à chaque étage deux poutres se faisant suite, mais dont chacune ne supporte qu'une seule travée de plancher, ou une seule poutre supportant deux travées contiguës de plancher, ou trois poutres formant T.

— **23** de 20 % pour les poteaux qui supportent à chaque étage une seule poutre chargée par une seule travée de plancher, ou deux poutres orthogonales.

— **3** Les moments fléchissants agissant sur les poteaux assurant le contreventement des bâtiments à étages multiples pourront être calculés en admettant que ces poteaux sont encastrés au niveau de chacun des planchers et articulés à mi-hauteur de chaque étage, et sont soit encastrés soit articulés au niveau des fondations.

Les poutres qui, associées à ces poteaux, assurent le contreventement, pourront être supposées articulées à mi-portée.

— **4** Si l'on tient compte de la solidarité des poteaux et des poutres dans les calculs relatifs aux effets des charges et surcharges verticales, on pourra se contenter de déterminer les moments fléchissants de continuité par la méthode approximative exposée en annexe (7,2).

— **5** On évitera, dans toute la mesure du possible, les fondations

excentrées. En cas d'impossibilité, on prendra des mesures pour pallier l'excentrement (poutres de redressement, etc...) ou bien on déterminera, dans les conditions de la déformation, la position exacte de la résultante sur la fondation et on tiendra compte des effets de l'excentrement produit tant sur la semelle que sur le poteau.

3,512 ARMATURE DES POTEAUX

— 1 Les armatures longitudinales des poteaux seront rectilignes, sans crochets d'extrémités, sauf à la jonction avec les semelles de fondation dans lesquelles elles seront, en principe, retournées horizontalement, en sorte qu'elles puissent coopérer à la résistance à la flexion des semelles (fig. 8).

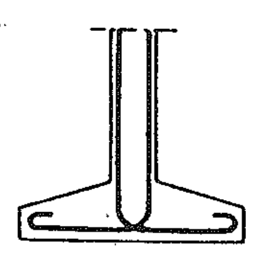


FIG. 8.

— 2 Les jonctions des différents tronçons des barres longitudinales seront obtenues soit par recouvrement (voir 2,335) soit par soudure.

— 3 Les armatures longitudinales des poteaux seront maintenues par les ligatures comme il est dit en 2,313.

— 4 La distance maximum exprimée en centimètres des axes de deux barres consécutives d'une même face ne doit pas excéder $20 + \frac{a}{5}$, a étant la plus petite dimension de la section transversale du poteau.

— 5 Le pourcentage en volume des armatures longitudinales sera au moins égal à six millièmes (0,6 %) quand la contrainte de compression du béton sera supérieure aux soixante-quinze centièmes (0,75) de la contrainte admissible.

Dans les autres cas, le même pourcentage sera observé, il s'appliquera, non plus au volume réel du poteau, mais à celui d'un poteau dont le béton subirait une contrainte de compression égale aux soixante-quinze centièmes (0,75) de la contrainte admissible.

— 6 Le pourcentage en volume des armatures transversales sera au moins égal à trois millièmes (0,3 %) quand la contrainte de compression du béton sera supérieure aux soixante-quinze centièmes (0,75) de la contrainte admissible.

Dans les autres cas, le même pourcentage sera observé mais il s'appliquera à la section réduite définie en 3,512 5.

3,513 FRETTAGE

— 1 La contrainte de compression admissible pour le béton fretté sera égale au produit de la contrainte de compression admissible

pour le béton armé, telle qu'elle est définie en 2,21 et 2,24 par le coefficient de frettage :

$$1 + \mu\bar{\omega}_f\left(1 - \frac{2e_f}{a}\right)\frac{n'_e}{n_{90}}$$

Expression dans laquelle :

$\bar{\omega}_f$ désigne le volume des armatures transversales (ligatures ou frettes hélicoïdales) par unité de volume du béton;

e_f l'écartement d'axe en axe des armatures transversales;

a la plus petite dimension de la section transversale de la pièce comprimée;

μ un coefficient de forme des armatures transversales égal à :

5,60 pour les frettes hélicoïdales continues ou pour un quadrillage de deux nappes de barres repliées et formant dans chacune de ces nappes une suite d'épingles à cheveux alternées (e_f désignant dans ce cas la distance de deux nappes de même orientation).

2,80 pour les ligatures carrées.

$2{,}80\,\frac{a}{b}$ pour les ligatures rectangulaires, b étant la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

Dans l'expression du coefficient de frettage, n'_e et n_{90} sont exprimés avec la même unité.

— 2 En aucun cas le coefficient de frettage ne pourra être supérieur à 2,5.

— 3 Tous les calculs de résistance des pièces comprimées frettées seront effectués en fonction de la plus petite des deux surfaces suivantes :

section totale rendue homogène ($S_b + m\omega$);

section du noyau fretté majoré de 25 %, compte tenu de l'équivalence de l'armature longitudinale ($1{,}25\ S'_b + m\omega$);

S_b désigne la surface transversale totale de la pièce comprimée,

S'_b la surface transversale du noyau fretté limité à l'axe des armatures transversales extérieures.

— 4 Les armatures longitudinales des pièces frettées sont justiciables des prescriptions 3,512 1, 3,512 2, 3,512 4 et 3,512 5.

— 5 Les frettes hélicoïdales se termineront par des retours d'une longueur égale à la moitié de celle du scellement droit dans la masse du béton. Les frettes successives présenteront des recouvrements d'une longueur égale à celle du scellement droit.

— 6 Les boucles des armatures disposées en quadrillage présenteront des rayons de courbures suffisants pour que la contrainte locale

du béton n'excède pas la limite fixée en 2,323, la contrainte de ces armatures étant égale à R'_a.

— 7 Le pourcentage en volume des frettes ne sera pas inférieur à quatre millièmes (0,4 %).

3,514 FLAMBEMENT

— 1 HAUTEUR THÉORIQUE

— 10 Soit h la hauteur théorique d'un poteau.

Cette hauteur est comptée :

— 11 Pour les poteaux des bâtiments à étages multiples, entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de la jonction avec la fondation au-dessus du premier plancher.

— 12 Pour les poteaux des halles ne comportant au-dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert, de la jonction avec la fondation ou avec le dessus du plancher haut du sous-sol au sommet du poteau.

— 2 LONGUEUR DE FLAMBEMENT

— 20 Soit l_f la longueur de flambement.

Elle est égale à :

— 21 $2h$ pour la pièce libre à une extrémité encastrée à l'autre.

— 22 h pour la pièce articulée aux deux extrémités.

— 23 h pour la pièce encastrée aux deux extrémités si celles-ci ne sont pas empêchées de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

— 24 $\frac{h}{\sqrt{2}}$ pour la pièce articulée à une extrémité, encastrée à l'autre.

— 25 $\frac{h}{2}$ pour la pièce encastrée aux deux extrémités, lesquelles sont empêchées de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

— 260 Pour les bâtiments à étages multiples, elle sera prise égale :

— 261 aux sept dixièmes de la hauteur théorique du poteau ($0{,}7h$) s'il est engagé à ses extrémités soit dans un massif de fondations, soit dans des poutres de plancher ayant au moins même inertie que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

— 262 aux neuf dixièmes de la hauteur théorique ($0{,}9h$) dans les autres cas.

— 3 UNITÉ DE FLAMBEMENT

Soit f l'unité de flambement.

Elle est égale à $4r\sqrt{\frac{E_b}{n_j}}$, r désignant le rayon de giration de la section transversale du poteau relatif au plan principal pour lequel on étudie le flambement.

— 4 MODULE DE FLAMBEMENT

Soit λ le module de flambement ou la longueur de flambement évaluée en unités de flambement $\left(\lambda = \frac{l_f}{f}\right)$.

— 5 RÈGLES APPLICABLES AUX POTEAUX COMPRIMÉS

— 51 Pour $\lambda < 0{,}5$, il ne sera pas tenu compte du flambement.

— 52 Si λ est supérieur à 0,5, la charge (éventuellement majorée en application de 3,511 2) sera multipliée par le coefficient de flambement égal à :

$$2\lambda \text{ pour } 0{,}5 < \lambda \leq 1$$
$$1 + \lambda^2 \text{ pour } 1 < \lambda \leq 1{,}5$$
$$1{,}44\lambda^2 \text{ pour } \lambda > 1{,}5$$

— 53 Pour les bétons courants dosés à 350 kg de ciment de la classe 160-250, on pourra prendre $f = 99\,r$; dès lors :

pour les poteaux à sections transversales rectangulaires, l'unité de flambement sera égale à 28,6 fois la plus petite dimension a de la section transversale et il conviendra de se garantir contre le flambement si $\frac{l_f}{a} \geqslant 14{,}3$;

pour les poteaux à section transversale circulaire de diamètre a, l'unité de flambement sera égale à $24{,}8a$ et le coefficient de flambement devra être utilisé si $\frac{l_f}{a} > 12{,}4$;

pour les poteaux octogonaux dont le diamètre du cercle inscrit est a, l'unité de flambement sera égale à $25{,}4a$ et le coefficient de flambement devra être utilisé si $\frac{l_f}{a} \geqslant 12{,}7$.

— 6 RÈGLES APPLICABLES AUX POTEAUX COMPRIMÉS ET FLÉCHIS

Si un poteau, pour lequel $\lambda > 0{,}5$, est par sa disposition fléchi dans le plan pour lequel on étudie le flambement, on procédera comme suit :

on vérifiera successivement que les contraintes des maté-

riaux ne dépassent pas les limites admissibles fixées en 2,1 et 2,2.

— sous l'effet de l'effort normal seul, en appliquant la règle 3,514 5.

— en flexion composée, sous l'action de l'effort normal effectivement appliqué et du moment M majoré du facteur d'amplification des moments, qui pourra être pris égal à :

$$\frac{N_c}{N_c - N}$$

N étant l'effort normal effectivement appliqué et N_c désignant la charge critique d'EULER du poteau qui sera prise égale à $\frac{0{,}6Sn_{90}}{\lambda^2}$

« S désignant la section totale compte tenu de l'équivalence des armatures.

On fera également la vérification directe de la sécurité suivant 3,34. »

— 7 D'une manière générale, dans les calculs relatifs au flambement on prendra un coefficient d'élasticité moyen $E_b = 1{,}40E_v$ (voir 3,42).

— 8 EXTENSION AUX PIÈCES COMPRIMÉES

Les règles énoncées ci-dessus pour les poteaux s'appliquent à toutes les pièces comprimées, la longueur de flambement étant déterminée dans chaque cas, en fonction de la longueur de ces pièces, et de leurs liaisons effectives.

3,52 POUTRES ET POUTRELLES

3,520 RÈGLES GÉNÉRALES

— 0 CONVENTIONS

Les poutres sont supposées horizontales et sollicitées par des forces verticales descendantes.

Les moments fléchissants qui engendrent des tractions sur les fibres inférieures seront considérés comme positifs.

Les moments fléchissants qui engendrent des tractions sur les fibres supérieures seront considérés comme négatifs.

— 1 PORTÉES

Sauf le cas exceptionnel de poutres munies d'appareils d'appui, la portée à introduire dans les calculs est la portée libre mesurée entre nus des appuis.

— 2 SECTIONS D'ENCASTREMENT A VÉRIFIER POUR LES POUTRES CONTINUES OU PARTIELLEMENT ENCASTRÉES.

Dans les éléments continus ou solidaires des appuis, les sections pour lesquelles on doit s'assurer de la résistance aux moments de continuité sont les sections des nus intérieurs des appuis.

3,521 MOMENTS FLÉCHISSANTS ET EFFORTS TRANCHANTS SUPPORTÉS PAR LES POUTRES ET POUTRELLES

— 0 Pour les éléments dont la hauteur de section ne dépasse pas les cinq dixièmes (5/10) de la portée libre entre nus intérieurs des appuis, les moments de continuité pourront être calculés dans les hypothèses correspondant aux liaisons réalisées, soit par les méthodes de la résistance des matériaux, soit par les méthodes simplifiées et approximatives exposées en annexe (7,1 et 7,2).

— 1 A défaut de calculs ainsi conduits, on pourra employer les règles forfaitaires donnees en annexe 7,3, la validité de ces règles étant strictement limitée aux cas suivants.

— 11 Les poteaux de l'ossature s'élèvent sans interruption à partir de leurs fondations; ils ne sont donc pas supportés par des éléments de plancher.

— 12 Les planchers n'ont à supporter que des surcharges uniformément réparties inférieures à 500 kg/m² et des surcharges concentrées inférieures à 1 000 kg, ces chiffres s'entendant pour les surcharges statiques majorées éventuellement pour tenir compte des effets dynamiques.

— 13 Si M_0 est le moment de flexion maximum dans la travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre *l* que la poutre considérée et soumise aux mêmes charges, la surcharge ne doit pas intervenir pour plus de trois cinquièmes (3/5) dans l'évaluation de M_0. Dans le cas particulier où les charges sont uniformément réparties, cette condition s'exprime par les inégalités :

$$s \leq \frac{3}{5}q \quad \text{ou} \quad s \leq \frac{3}{2}p.$$

p représentant la charge permanente,
s la surcharge,
q la charge totale.

3,522 POUTRES SUPPORTANT DES MURS

— 0 Les poutres supportant des murs pourront être établies en admettant qu'il se forme dans les maçonneries des voûtes de décharge susceptibles de reporter directement tout ou partie des charges sur les appuis.

— 1 Les lignes moyennes et épaisseurs des voûtes de décharge devront être telles, d'une part, que les contraintes normales dans les maçonneries soient exclusivement des compressions, dont les valeurs maxima ne devront pas dépasser les limites admissibles soit, en principe, et sauf justification, 10 kg/cm² pour les maçonneries ordinaires et 15 kg/cm² pour le gros béton et, d'autre part, que les poussées des voûtes puissent être transmises aux poutres grâce au frottement de la maçonnerie sur le béton. La maçonnerie ne devra comporter ni ouvertures ni évidements dans le volume des voûtes de décharge.

— 2 Quand les conditions ainsi précisées seront remplies, on pourra attribuer aux poutres les seules charges que les dites voûtes ne seraient pas capables de reporter directement sur les appuis sans que soit dépassée la contrainte de compression admissible pour la maçonnerie, ainsi que le poids de maçonnerie au-dessous de l'intrados des voûtes, mais les poutres devront pouvoir supporter, outre les effets de ces diverses charges, ceux des poussées des voûtes (1).

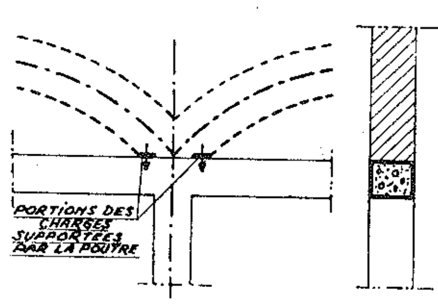


FIG. 9.

Des dispositions spéciales pourront être nécessaires pour assurer la transmission de ces poussées aux poutres au droit des appuis de rive des travées continues ou au droit des appuis des travées isolées.

— 3 L'angle de frottement de la maçonnerie sur le béton pourra généralement être pris égal à 27° (tg 27° ≠ 0,50).

3,523 POUTRES-CLOISONS

Les éléments fléchis pour lesquels la hauteur de section dépasse les cinq dixièmes (5/10) de la portée libre entre nus intérieurs des appuis seront considérés comme des poutres cloisons; ils seront calculés et établis en conséquence.

On pourra en particulier utiliser les règles de calcul et les dispositions d'armatures figurant en annexe (7,7).

(1) Il peut se faire que les retombées des voûtes débordent les appuis. Il en résulte alors des efforts tranchants importants dans les poutres, dont il ne faut pas manquer de tenir compte (fig. 9).

3,524 CALCULS RELATIFS AUX CONTRAINTES NORMALES DANS LES NERVURES ASSOCIÉES A UN HOURDIS

— 1 La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure pour les calculs relatifs aux contraintes normales dans une section transversale déterminée de la poutre formée par la nervure et le hourdis qui lui est associé ne doit pas dépasser la plus faible des limites suivantes :

— 11 — la moitié de l'intervalle entre faces les plus voisines de deux nervures consécutives;

— 12 — le sixième de la portée libre entre nus d'appuis;

— 13 — la distance de la section considérée à l'appui voisin si cet appui est un appui simple;

— 14 — la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin si l'appui le plus voisin est sollicité par un moment d'encastrement ou de continuité.

— 2 Les hourdis de moins de 4 cm d'épaisseur ne peuvent être pris en compte comme table de compression que pour les nervures entre corps creux dont l'écartement entre axes ne dépasse pas 40 cm.

3,525 MAJORATION ÉVENTUELLE DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE POUR LE BÉTON DES SECTIONS D'APPUI SOLLICITÉES PAR DES MOMENTS DE CONTINUITÉ

— 1 Lorsque le béton de l'extrémité d'une poutre continue ou encastrée plus ou moins complètement se trouve fretté par suite de la pénétration de ladite poutre dans un appui en béton armé, dont elle est solidaire, la débordant latéralement et au-dessous d'elle d'au moins la moitié de sa largeur b', la contrainte de compression du béton n_b due au moment de continuité pourra dépasser au voisinage de l'appui la contrainte admissible définie en 2,21 et 2,24 et atteindre 1,5 R_b dans la section du nu de l'appui.

— 2 Si l'un des débords d est inférieur (fig. 10) à $\frac{b'}{2}$ la con-

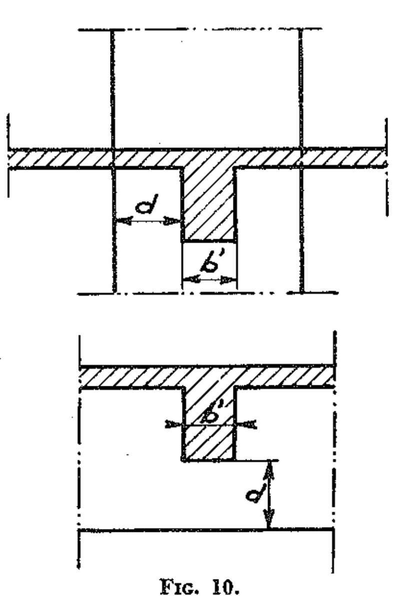


FIG. 10.

trainte admise dans la section du nu de l'appui ne pourra dépasser :

$$\left(1 + \frac{d}{b'}\right) R_b$$

— **3** De plus, la majoration définie ci-dessus n'est admise que pour les poutres ou poutrelles comportant plusieurs files de barres longitudinales inférieures pénétrant dans l'appui et dont les armatures transversales comportent, au voisinage de l'appui, des cadres entourant les armatures longitudinales tendues et comprimées, ou deux systèmes orthogonaux de ligatures montés sur les armatures longitudinales comprimées, conformément à ce qui est prescrit en 2,313.

On ne pourra faire état que de la moitié des majorations définies ci-dessus pour les pièces calculées suivant les règles forfaitaires définies en 7,3.

3,526 ENVELOPPE DES MOMENTS RÉSISTANTS

« Pour le tracé de l'enveloppe des moments résistants, on admettra que les barres inférieures qui ne se prolongent pas jusqu'aux appuis et les chapeaux se mettent progressivement en charge à partir de leurs extrémités et que leur contrainte croît linéairement de zéro à la limite admissible, sur une longueur égale à la longueur de scellement droit si les extrémités ne sont pas munies de dispositif d'arrêt, et sur la moitié de cette longueur si les barres sont terminées par des crochets normaux. »

3,527 RÉSISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

— **0** Il y a généralement lieu de disposer des armatures transversales capables de résister aux tractions qui se développent sous l'effet de l'effort tranchant dans les pièces fléchies, au niveau de l'axe neutre, ainsi qu'à la jonction de la nervure avec le hourdis.

Les sections de ces armatures transversales seront calculées dans l'hypothèse de la fissuration des zones tendues du béton. Lesdites armatures devront être ancrées dans le béton afin qu'elles puissent lui transmettre les efforts qui les sollicitent dans cette hypothèse.

— **1** ARMATURES TRANSVERSALES PROPREMENT DITES

— **10** La constitution de ces armatures dépend de la contrainte de cisaillement t_b du béton ; celle-ci est égale, pour une pièce à section rectangulaire ou en forme de té à : $\frac{T}{b'z}$, T désignant l'effort tranchant sollicitant, b' la largeur de la nervure, et z le bras de levier du couple élastique dans la section considérée.

— **11** *La contrainte de cisaillement est inférieure à la moitié de la contrainte de traction admissible* $\left(t_b \leq \frac{R'_b}{2}\right)$.

Aucune armature transversale n'est requise, sauf s'il y a discontinuité de bétonnage suivant un plan pouvant être traversé par des efforts de cisaillement ou de traction; dans cette dernière hypothèse, les sections de reprise doivent être cousues par des étriers capables de résister à la totalité des tractions dues à l'effort tranchant.

Pour le cas particulier des hourdis pleins, voir 3,527 18.

— **12** *La contrainte de cisaillement est comprise entre la moitié de la contrainte de traction admissible et le quart de la contrainte de compression admissible* $\left(\frac{R'_b}{2} < t_b \leq \frac{R_b}{4}\right)$.

L'effort tranchant sera équilibré par des étriers verticaux ou obliques, convenablement ancrés, déduction faite de la fraction éventuellement équilibrée dans la section par des barres inférieures relevées au voisinage de l'appui, mais sans que cette déduction puisse dépasser la moitié de l'effort tranchant.

— **13** *La contrainte de cisaillement est comprise entre le quart et la moitié de la contrainte de compression admissible* $\left(\frac{R_b}{4} < t_b \leq \frac{R_b}{2}\right)$.

L'effort tranchant sera équilibré :

— soit entièrement par des étriers obliques dont l'inclinaison sur la normale à l'axe longitudinal sera voisine de 0,4 ou des barres spéciales obliques convenablement ancrées, l'espacement mesuré suivant l'axe longitudinal de la poutre des nappes d'étriers ou de barres obliques étant au plus égal à $0{,}4z$ (1).

— soit par moitié par des étriers normaux à l'axe longitunal, et par moitié par des barres relevées, l'espacement mesuré suivant l'axe longitudinal de la poutre des nappes de barres relevées étant au plus égal à z (2).

Quel que soit le dispositif employé la contrainte de cisaillement ne devra pas dépasser $\frac{R_b}{2}$.

— **14** La contrainte de traction des armatures transversales ne devra pas dépasser la contrainte de traction admissible.

(1) Dans le cas où l'espacement des nappes des étriers ou barres obliques est supérieur à $0{,}4z$, la contrainte de cisaillement du béton ne devra pas dépasser $\frac{R_b}{3}$. Cet espacement des étriers ou barres obliques sera toujours inférieur à $1{,}4z$.

(2) Dans le cas où l'espacement des nappes de barres relevées est supérieur à z, la contrainte de cisaillement du béton ne devra pas dépasser $\frac{R_b}{3}$. Cet espacement sera toujours inférieu à $2z$.

Si T est l'effort tranchant sollicitant et si α désigne l'angle des armatures transversales avec la normale à l'axe longitudinal de la poutre, la section ω'_α de ces armatures par unité de longueur de fibre moyenne est

$$\omega'_\alpha = \frac{T}{zR'_a} \times \frac{1}{\sin\alpha + \cos\alpha}$$

— **15** L'écartement des étriers verticaux ne devra pas excéder les quatre cinquièmes de la hauteur de section.

— **16** Toutes les règles qui précèdent supposent que les charges et surcharges sont appliquées à la partie supérieure de la poutre; s'il n'en était pas ainsi, des armatures de suspension devraient être prévues, leur contrainte ne devant pas dépasser la contrainte de traction admissible pour l'acier. Elles seront de préférence réalisées par renforcement des étriers.

— **17** Dans le cas particulier des planchers comportant des corps creux de remplissage, on pourra introduire dans la formule qui permet de calculer t_b, une valeur fictive de la largeur de la nervure égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux en contact avec la nervure, pour autant que la qualité desdits creux l'autorise et que les conditions d'exécution permettent de réaliser l'adhérence au béton.

— **18** Pour les hourdis pleins, aucune armature transversale n'est requise, sauf en cas de discontinuité du bétonnage, si la contrainte de cisaillement est inférieure à la contrainte de traction admissible.

— **2** ARMATURES DE LIAISON DES HOURDIS AUX NERVURES

— **21** Pour des pièces à section transversale symétrique on admettra que la contrainte de cisaillement du béton, dans les plans verticaux de jonction des hourdis aux nervures, est égale à :

$$\frac{T}{2ze} \cdot \frac{M - M_n}{M}$$

T désignant l'effort tranchant sollicitant, z le bras de levier du couple élastique, e l'épaisseur du hourdis, M le moment fléchissant maximum imposé, M_n le moment résistant de la nervure.

Si $M > M_n$, il y a lieu de s'assurer de la résistance des sections de jonction des hourdis à la nervure.

— **22** Si la contrainte de cisaillement maximum, calculée comme il est dit ci-dessus, est inférieure à la contrainte de traction admissible et s'il n'y a pas discontinuité de bétonnage suivant un plan pouvant être traversé par des efforts de cisaillement ou de traction, aucune armature de couture latérale n'est requise.

— **23** Si la contrainte de cisaillement est comprise entre la contrainte de traction admissible et le quart de la contrainte de compression admissible, ou s'il y a discontinuité de bétonnage suivant un plan pouvant être traversé par des efforts de cisaillement ou de traction, on devra prévoir des armatures de couture traversant la nervure, leur section totale ω_e par unité de longueur de fibre moyenne de la poutre sera au moins égale à :

$$\frac{T}{2zR'_a} \cdot \frac{M - M_n}{M}$$

Elle sera répartie par moitié de part et d'autre de la nervure; les armatures de couture seront placées à espacements constants sur toute la longueur de la poutre; elles régneront à pleine section sur les 2/5 de la largeur de débord de la table de compression et à demi-section sur les 4/5 de cette largeur (fig. 11); les armatures supérieures et inférieures des hourdis peuvent être prises en compte pour la fraction de leur contrainte admissible demeurant disponible.

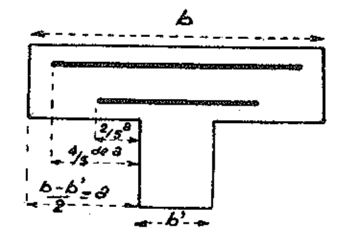


FIG. 11.

— **24** Dans le cas de sections dissymétriques, on déterminera les armatures de coutures en s'inspirant de considérations analogues à celles qui conduisent aux règles exposées ci-dessus.

— **25** En aucun cas la contrainte de cisaillement dans les plans de jonction des hourdis à la nervure ne devra excéder le quart de la contrainte de compression admissible.

3,527 3 RÈGLES SPÉCIALES AUX SECTIONS D'APPUI

— **31** *Longueur d'appui.*

En désignant par :

a la longueur d'appui mesurée parallèlement à l'axe longitudinal;

b' la largeur de la nervure avant l'appui;

T' l'effort tranchant réduit à l'appui, égal à l'effort tranchant T dans la section du nu de l'appui, diminué de la composante verticale T_α de l'effort de traction que peuvent transmettre les barres relevées ou les étriers obliques rencontrés dans la section du nu de l'appui, compte tenu de leur ancrage au delà de cette section $\left(\text{cette déduction ne pouvant dépasser } \frac{T}{2}\right)$,

on devra avoir :

$$T' = T - T_\alpha \leq \frac{ab'R_b}{2}$$

— **32** *Armatures longitudinales inférieures.*

En désignant par :

M la valeur du moment de continuité coexistant avec l'effort tranchant T, ce moment étant pris avec son signe;

ω la section minimum des armatures inférieures rencontrées dans la section du nu de l'appui;

Si $T' + \frac{M}{z} > 0$, on devra avoir : $T' + \frac{M}{z} \leqslant \omega R'_a$ et l'ancrage des armatures inférieures, au-delà de la section du nu de l'appui, devra être suffisant pour résister à l'effort $T' + \frac{M}{z}$.

Si $T' + \frac{M}{z} < 0$ aucune vérification n'est nécessaire.

— **33** *Adhérence.*

— **330** En désignant par :

p_i le périmètre des barres longitudinales inférieures rencontrées dans la section du nu de l'appui;

p_s le périmètre des barres longitudinales supérieures rencontrées dans la section du nu de l'appui,

ν un coefficient numérique dépendant de la nature de l'ancrage des barres,

on devra avoir :

— sur un appui simple : $p_i \geq \frac{T'}{\nu R_d z}$

— sur un appui à encastrement :

si $T'' = T' + \frac{M}{z} > 0 : p_i \geq \frac{T''}{\nu R_d z}$

$$p_s \geq \frac{T' - T''}{\nu R_d z}$$

si $T'' = T' + \frac{M}{z} < 0$, le périmètre p_i ne donne lieu à aucune vérification et l'on doit avoir :

$$p_s \geq \frac{T'}{\nu R_d z}$$

ν sera pris égal :

— pour les barres longitudinales inférieures, à 2,5 si, au droit d'un appui intermédiaire, leur continuité est assurée par recouvrement et à 2 dans les autres cas;

— pour les chapeaux, lesquels doivent être scellés de part et d'autre de la section du nu de l'appui, à 2 quel que soit le mode de scellement adopté. »

— **331** Dans les cas courants (charges uniformément réparties), les conditions d'adhérence se trouvent généralement remplies d'elles-mêmes si la longueur des barres longitudinales inférieures prolongées jusqu'aux appuis est au moins égale aux 10/3 de la longueur de scellement droit, et si la longueur des chapeaux est au moins égale aux 10/6 de la longueur de scellement droit.

Pour l'application des règles 3,527 32 et 3,527 33, on recherchera le maximum de $T' + \frac{M}{z}$ qui ne correspond pas forcément au cas de charge qui donne le maximum de T', attendu que M est généralement négatif.

— **34** *Cas de charges appliquées au voisinage des appuis.*

Dans le cas où des charges sont appliquées au voisinage des appuis, on tiendra compte des effets de transmission directe de la façon suivante (fig. 12) :

A partir du point A_1, projection sur le plan du nu de l'appui du centre de gravité des armatures inférieures de la poutre, on tracera une ligne de fissuration faisant avec la verticale un angle α tel que $tg\ \alpha = 0{,}75$ ($\alpha \neq 37°$) que l'on prolongera jusqu'à la face supérieure de la poutre en A_2.

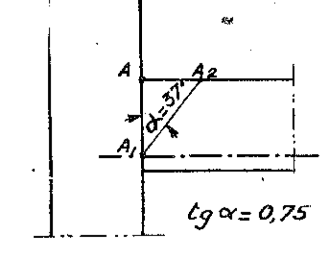


FIG. 12.

Les charges ou fractions de charges appliquées à la poutre à l'intérieur du triangle A A_1 A_2 ou entre A et A_2 ne seront pas prises en compte dans le calcul des armatures transversales, étriers ou barres pliées.

Par contre, dans la vérification des sections d'appui, suivant les règles 3,527 3, on prendra en compte l'effort tranchant résultant de la totalité des charges appliquées.

3,528 CHANGEMENTS DE SECTION

— 1 GOUSSETS

On pourra faire état, dans les calculs, des goussets des poutres et des hourdis, à condition que la pente de leur face oblique sur la face inférieure de la poutre ou du hourdis n'excède pas 1/3. Dans le cas contraire, pour les calculs, on remplacera les goussets réels par des goussets fictifs dont les faces obliques seront inclinées à 1/3 sur la face inférieure des poutres ou hourdis.

Le même principe sera appliqué pour la mise en compte des goussets latéraux.

— 2 CHANGEMENTS BRUSQUES DE SECTION.

Lorsqu'une pièce présentera une variation brusque de section, on ne pourra faire état de la pleine résistance de la section la plus forte qu'à une distance du changement de section au moins égale à trois fois la plus grande différence entre dimensions correspondantes des deux sections, nonobstant les armatures spéciales de couture qui devront être disposées pour s'opposer à la fissuration.

Entre la section où se produit la variation brusque et celle où la pleine résistance de la section la plus forte peut être prise en compte, on admettra le raccordement par goussets à faces inclinées à 1/3 sur celles de la pièce.

3,53 HOURDIS

3,530 PORTÉES

Les portées à introduire dans les calculs sont, pour des panneaux rectangulaires de hourdis, les portées libres a et b $(a < b)$ entre nus des appuis.

3,531 SECTIONS D'ENCASTREMENT A VÉRIFIER POUR LES HOURDIS CONTINUS OU PARTIELLEMENT ENCASTRÉS

La résistance aux moments d'encastrement ou de continuité éventuels est à vérifier dans les sections des nus d'appui.

3,532 CHARGES LOCALISÉES

— 1 On pourra admettre que toute charge localisée agissant à la surface d'un hourdis sur un petit rectangle de dimensions données u et v équivaut à une charge uniformément répartie agissant sur le plan moyen du hourdis et suivant un rectangle dont les dimensions

seront celles du précédent augmentées de l'épaisseur e du hourdis, c'est-à-dire $u + e$ et $v + e$.

— 2 Si la charge est transmise à la surface du hourdis par l'intermédiaire d'un revêtement d'épaisseur e' on pourra admettre en outre que les dimensions du rectangle d'application sont augmentées de deux fois l'épaisseur de la couche répartitrice intermédiaire et deviennent ainsi $u + e + 2\,e'$ et $v + e + 2e'$.

3,533 PANNEAUX UNIFORMÉMENT CHARGÉS POUR LESQUELS $\frac{a}{b} < 0{,}4$.

— 0 Si le rapport de la plus petite portée d'un panneau de hourdis rectangulaire à la plus grande est inférieure à quatre dixièmes $\left(\frac{a}{b} < 0{,}4\right)$ les moments fléchissants et efforts tranchants produits dans ce panneau par des charges et surcharges uniformément réparties pourront être évalués en ne tenant compte que de la flexion suivant la plus petite dimension; en particulier, on pourra utiliser la méthode approximative ou les règles forfaitaires données en annexe (7,1 et 7,3).

— 1 Toutefois, des armatures de répartition d'une section unitaire égale au quart de la section unitaire des armatures principales devront être prévues.

— 2 De plus, si le panneau est bordé, le long des côtés courts, par des appuis dont il est solidaire, ou s'il est lié le long de ces côtés à d'autres panneaux, on devra prévoir, le long des côtés courts, des chapeaux dont la section par unité de longueur sera au moins égale au quart de la section par unité de longueur des armatures principales.

3,534 PANNEAUX UNIFORMÉMENT CHARGÉS POUR LESQUELS $\frac{a}{b} \geq 0{,}4$ ET PANNEAUX SUPPORTANT DES CHARGES LOCALISÉES

— 0 Si le rapport de la plus petite portée d'un panneau rectangulaire de hourdis à la plus grande est égal ou supérieur à quatre dixièmes $\left(\frac{a}{b} \geqslant 0{,}4\right)$ ou si le panneau supporte des charges localisées, les moments fléchissants et efforts tranchants seront calculés par les formules déduites de la théorie classique des plaques minces (1).

— 1 Si le panneau est un élément d'un hourdis continu ou s'il

(1) Voir en annexe 7,5 la détermination des moments fléchissants au centre d'une plaque uniformément chargée.

est lié à des appuis présentant un moment d'inertie polaire permettant de compter sur un encastrement partiel, on pourra réduire de 25 % dans le premier cas et de 15 % dans le second les valeurs des moments fléchissants maxima obtenus au moyen des formules relatives aux plaques rectangulaires reposant librement sur leurs quatre bords.

— **2** Les moments d'encastrement correspondants seront respectivement les cinquante centièmes (50/100) et les trente centièmes (30/100) des mêmes moments fléchissants.

— **3** L'armature disposée suivant la petite dimension sera placée près de la face tendue, l'armature disposée suivant la grande dimension posée au contact de la précédente.

— **4** Pour le calcul des contraintes, chaque armature sera prise en compte avec sa hauteur utile propre, celle-ci étant la distance de l'axe de la barre à la face comprimée.

3,535 ÉCARTEMENT MAXIMUM DES ARMATURES

— **10** Dans les panneaux de hourdis ne supportant que des charges et surcharges uniformément réparties, l'écartement des armatures ne devra pas dépasser :

— **11** trois fois l'épaisseur du hourdis pour celles disposées suivant la plus petite portée;

— **12** quatre fois cette épaisseur pour celles disposées suivant la plus grande;

— **13** dans le cas particulier des planchers à corps creux, 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures et 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

— **20** Dans les panneaux de hourdis supportant des charges ou surcharges localisées, l'écartement des armatures ne devra pas dépasser :

— **21** deux fois l'épaisseur du hourdis pour celles disposées suivant la plus petite portée;

— **22** trois fois cette épaisseur pour celles disposées suivant la plus grande.

3,536 ÉPAISSEUR MINIMUM

— **1** Les hourdis coulés sur place doivent avoir une épaisseur minimum de 5 cm dans le cas où ils ne sont pas associés à des corps creux ou munis d'une protection auxiliaire équivalente, et de 4 cm dans le cas où ils sont associés à des corps creux ou à une protection auxiliaire équivalente.

— **2** Les épaisseurs des hourdis moulés d'avance ne seront pas inférieures aux 3/4 des chiffres précédents.

Ces prescriptions ne jouent pas pour des éléments expérimentés directement dans les conditions fixées en 3,10.

3,6 FLÈCHES DES HOURDIS PORTANT DANS UN SEUL SENS, DES POUTRELLES ET DES POUTRES

3,60 Dans le calcul des flèches, on tiendra compte de la résistance à la traction du béton. On supposera que le coefficient d'élasticité apparent du béton peut atteindre sa valeur minimum E_v pour les charges et surcharges permanentes et sa valeur maximum E_i pour les charges rapidement variables (voir 3,42).

3,61 Pour les linteaux, poutres et éléments fléchis de planchers sous murs en maçonnerie ou cloisons et pour les poutres recevant des poteaux supportant eux-mêmes des planchers ou toitures, la flèche due aux charges et surcharges n'excédera pas le 1/500 de la portée.

3,62 Pour les éléments fléchis de planchers et de toitures qui n'auraient jamais à supporter de murs en maçonnerie ou de cloisons, la flèche due aux seules surcharges n'excédera pas 1/1 000 de la portée et la flèche due aux charges et surcharges n'excédera pas 1/500 de la portée.

4 PRÉSENTATION DES PROJETS

4,1 DESSINS D'AVANT-PROJET

Les dessins accompagnant les offres du constructeur seront schématiques, à l'échelle de 1 cm p. m (1/100) ou 2 cm p. m (1/50) sans détails d'armatures. Il n'y sera pas joint de notes de calculs. La seule remise de prix implique, pour le constructeur, l'engagement de se conformer, en cas de commande, aux prescriptions des présentes règles.

4,2 DESSINS D'EXÉCUTION

4,20 Pour l'exécution de toute construction en béton armé, on dressera les dessins définissant exactement toutes les formes des éléments de cette construction et toutes les armatures de chacun d'eux. Ces dessins seront établis conformément aux règles édictées en annexe 8.2.

4,210 On mentionnera sur chaque dessin :

— la limite élastique conventionnelle exigée pour les armatures;
— la résistance à la compression exigée pour le béton.

4,211 Et, sur les dessins d'ensemble des planchers ou toitures, la surcharge disponible sur béton armé brut qui est la somme de la surcharge en service et du poids des revêtements inférieur et supérieur.

4,212 Enfin, sur les dessins d'ensemble des fondations, la pression maxima sur le sol ou les charges maxima sur les pieux.

4,3 CALCULS

4,30 Sauf indication contraire des pièces du marché, le constructeur n'a pas à fournir au client ou à ses mandataires une note de calculs dactylographiée complète de tous les éléments de la construction. Toutefois, il peut lui être demandé copie des calculs clairement rédigés d'éléments types et communication des minutes de tous les calculs.

4,31 Il reste cependant bien entendu que la communication de ces documents et leur approbation n'atténueront en rien la responsabilité du constructeur.

4,4 MODIFICATIONS

En cas de modification du projet au cours de l'exécution des travaux, les dessins et calculs seront rectifiés pour que l'ouvrage terminé soit exactement défini par ces pièces.

5 EXÉCUTION DES TRAVAUX

5,1 COFFRAGES, ÉCHAFAUDAGES, SCELLEMENTS

5,11 Les coffrages et échafaudages présenteront une rigidité suffisante pour résister sans déformation sensible aux charges et aux chocs qu'ils sont exposés à subir pendant l'exécution des travaux, compte tenu des forces engendrées par le serrage du béton.

5,12 Les coffrages devront être suffisamment étanches pour que le serrage par vibration ne soit pas une cause de perte d'une partie de la laitance de ciment.

5,13 Les trous de scellement seront obtenus par la mise en place de coffrages appropriés dont tous les éléments devront être soigneusement retirés avant exécution des scellements.

5,2 ARMATURES

5,21 FAÇONNAGE DES ARMATURES SUR LE CHANTIER

Les armatures seront coupées aux longueurs définies par les dessins. Le cintrage se fera mécaniquement et à froid à l'aide de matrices ou de toute autre façon, de manière à obtenir les rayons de courbure prévus par les dessins. Le cintrage à chaud ne sera toléré que pour les aciers de nuance dure et sur les chantiers disposant d'appareils de contrôle évitant la surchaufffe.

5,22 MISE EN PLACE DES ARMATURES

Les armatures devront être, au moment de la mise en place, parfaitement propres, sans traces de rouille non adhérente, de peinture ou de graisse. Elles seront placées conformément aux indications des dessins et arrimées pour résister sans déplacements aux efforts subis pendant la mise en œuvre du béton.

5,23 DISTANCE MINIMUM DES ARMATURES ENTRE ELLES ET AUX PAROIS DES COFFRAGES

5,231 Les distances des armatures entre elles et aux parois des coffrages seront suffisantes pour permettre le remplissage de tous les vides par le béton.

5,232 Dans les ouvrages ou parties d'ouvrage dont aucun parement n'est exposé aux intempéries, les barres de hourdis, les ligatures transversales et les étriers seront enrobés d'au moins 1 cm de béton.

5,233 Toutes les armatures voisines des parements exposés aux intempéries seront enrobées d'au moins 2 cm de béton; en atmosphère agressive, l'enrobage minimum sera fixé par le cahier des charges particulier.

5,3 BÉTON

5,31 FABRICATION DU BÉTON

5,311 Le béton sera constitué par le mélange homogène de ciment, d'eau et d'agrégat, chaque grain de celui-ci étant, par malaxage, bien enrobé de ciment. Il sera utilisé aussitôt après fabrication. Les parties de béton non mises en place dans la demi-heure qui suivra la confection seront rebutées.

5,312 Le béton sera d'une plasticité suffisante pour entourer les armatures et se mouler dans les coffrages, mais il ne devra pas contenir d'excès d'eau.

5,32 TRANSPORT DU BÉTON

Le transport du béton, depuis le lieu de fabrication jusqu'au lieu d'emploi, sera exécuté de manière à lui conserver toute son homogénéité.

5,33 MISE EN ŒUVRE DU BÉTON

La mise en œuvre du béton devra lui conserver toute son homogénéité et ne permettre aucune ségrégation.

5,34 ÉPROUVETTES POUR ESSAIS DE CONTROLE

5,341 Si des essais de contrôle du béton doivent être effectués, en application de 2,271, les éprouvettes nécessaires pour ces essais seront toujours prélevées au lieu d'emploi du béton.

5,342 Si l'on emploie des procédés mécaniques de serrage du béton, on s'efforcera de tasser le béton des éprouvettes dans des conditions aussi voisines que possible de celles réalisées pour la mise en place du béton de l'ouvrage.

5,35 REPRISES

5,351 Les reprises seront en principe faites normalement à la direction des contraintes de compression.

5,352 A la reprise du bétonnage, on nettoiera à vif pour faire saillir les graviers et on mouillera l'ancien béton assez longtemps pour qu'il soit bien imbibé avant d'être mis en contact avec le béton frais. On évitera l'emploi de barbotine de ciment, mais on augmentera le dosage de la première couche de béton en contact avec la surface de reprise, en diminuant si possible le diamètre des gros grains.

5,36 GELÉE

5,361 Le béton sera protégé en temps de gelée jusqu'à ce que la prise soit complète et l'on arrêtera toute nouvelle coulée, sauf si l'on dispose de moyens efficaces pour prévenir les effets nuisibles du gel.

5,362 A la reprise du travail, on démolira toutes les parties qui auront subi les atteintes de la gelée et on exécutera les reprises conformément aux prescriptions de 5,35.

5,37 ARROSAGES

5,371 Les coffrages et les bétons seront maintenus humides jusqu'à l'obtention du durcissement escompté.

5,372 Lorsque le béton devra être mis en contact avec des éléments en céramique, ceux-ci seront arrosés à saturation avant le commencement du bétonnage.

5,373 L'arrosage des bétons frais sera effectué en sorte qu'il n'ait pas pour effet de détériorer les parties superficielles.

5,4 DÉCOFFRAGE

5,40 L'enlèvement des coffrages sera fait progressivement, sans chocs, et par efforts purement statiques. Cet enlèvement commencera quand le béton aura acquis un durcissement suffisant pour pouvoir supporter les contraintes auxquelles il sera soumis immédiatement après le décoffrage, sans déformation excessive et dans des conditions de sécurité suffisante.

5,41 Les joints de dilatation devront être débarrassés de tous les éléments de coffrage qui pourraient s'opposer à leur fonctionnement.

5,5 MISE EN PLACE DES PIÈCES MOULÉES D'AVANCE

Si certaines pièces sont soit moulées à l'atelier, soit moulées sur le chantier mais non dans leurs positions définitives, la mise en place de ces pièces devra être faite avec toutes les précautions nécessaires pour que, pendant leur mise en œuvre, elles ne subissent aucune dégradation et ne soient soumises à aucun effort supérieur à ceux pour lesquels elles sont calculées.

5,6 TOLÉRANCES

5,60 Du point de vue exclusif de la résistance des ouvrages et nonobstant les dispositions du cahier des charges particulier ou les conditions imposées soit par l'utilisation de ces ouvrages, soit par la mise en place des aménagements et installations, les tolérances admises en exécution sont les suivantes :

5,61 ACIER

Les tolérances sur la forme de la section droite et sur son aire sont celles précisées par les normes en vigueur.

5.62 DIMENSIONS LINÉAIRES DES OUVRAGES

La tolérance exprimée en centimètres sur toute dimension linéaire d, également exprimée en centimètres, est égale à :

$$\frac{1}{4}\sqrt{d}$$

5,63 VERTICALITÉ DES POTEAUX

Le faux aplomb d'un tronçon de poteau compris entre deux planchers consécutifs n'est admissible qu'à la condition que la projection sur le plan de la base du centre de gravité de la section du sommet reste à l'intérieur d'un contour homothétique du noyau central correspondant à une réduction de 5 à 1 des dimensions linéaires de ce dernier.

5,64 POSITION DES ARMATURES

La clause 5,62 est applicable :

à la hauteur utile des armatures longitudinales tendues des pièces fléchies;

aux dimensions intérieures et aux écartements des cadres, ligatures et frettes;

à la distance des armatures comprimées des pièces fléchies à l'axe neutre.

---

6 ÉPREUVES DES OUVRAGES

6,0 CONDITIONS GÉNÉRALES

6,00 Les charges d'épreuve ne seront en aucun cas supérieures à celles prévues au calcul.

6,01 Les épreuves auront lieu lorsque le béton aura acquis la résistance servant de base aux calculs, soit, à défaut d'essais spéciaux, lorsque le béton aura plus de quatre-vingt-dix jours d'âge.

6,02 Si les épreuves doivent avoir lieu entre 28 et 90 jours d'âge, la surcharge d'épreuve sera diminuée de façon à ce que la contrainte maximum du béton sous charge ne dépasse pas la contrainte admissible déduite de la résistance du béton à l'époque considérée.

6,03 A défaut d'essais, on pourra se baser sur les valeurs données à l'article 2,232.

6,1 CONDITIONS D'EXÉCUTION

6,11 La charge devra en principe être réalisée matériellement sur l'élément essayé suivant les hypothèses des calculs; en particulier, s'il est prévu une charge uniforme, celle-ci doit être étendue à la totalité de la surface des éléments prenant appui sur l'élément essayé.

6,12 Quand l'essai portera sur un plancher dont les poutrelles sont réunies entre elles par des hourdis ou par un dispositif d'entretoisement, on mesurera, non seulement la flèche des poutrelles directement chargées, mais également celle de deux ou trois poutrelles voisines de part et d'autre de la zone chargée, afin qu'on puisse se rendre compte de la valeur de la charge effectivement transmise au cours de l'essai aux poutrelles les plus sollicitées.

6,13 Toute charge de calcul peut être remplacée par une charge concentrée au droit de l'élément, produisant dans celui-ci des contraintes équivalentes. Il faudra s'assurer que la disposition adoptée ne donne ni moment fléchissant ni effort tranchant plus forts que ceux du calcul.

6,14 Les appareils de mesure doivent être établis sur des plates-formes stables non soumises aux vibrations et aux déformations.

Les liaisons entre les appareils de mesure, leurs supports et l'élément à essayer doivent être réalisées en métal invar ou matière à faible coefficient de dilatation, de manière à soustraire, dans la mesure du possible, les indications de l'appareil à l'influence des variations de température ou d'état hygrométrique de l'air; on enregistrera la flèche au milieu de la portée et l'affaissement à l'aplomb des appuis si ceux-ci sont susceptibles de se déformer.

6,15 La charge sera appliquée par fractions d'un quart de la valeur totale avec intervalles de temps suffisants pour obtenir la stabilisation des déformations ou à intervalle minimum d'un quart d'heure.

6,16 Le chargement complet sera maintenu en place pendant 24 h au minimum et jusqu'à stabilisation constatée sur le diagramme d'enregistrement.

6,17 Le déchargement se fera également par fraction avec relevé des flèches partielles correspondantes et de la flèche stabilisée après déchargement final.

6,2 INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

6,20 L'épreuve sera considérée comme satisfaisante si :

6,21 dans l'élément essayé il ne s'est pas produit, au cours de l'essai, ou s'il ne subsiste pas, après le déchargement, de fissure intéressant la sécurité ou la durabilité de la construction.

6,22 la flèche mesurée sous charge a été trouvée inférieure aux maxima fixés en 3,61 et 3,62;

6,23 la flèche résiduelle stabilisée après déchargement est inférieure au 1/5 de la flèche mesurée sous charge en cas de première application des charges et surcharges de calcul et au 1/8 de la flèche mesurée sous charge dans les autres cas.

7 ANNEXES I

7,1 MÉTHODE APPROCHÉE POUR LE CALCUL DES POUTRES CONTINUES

7,11 POUTRES A MOMENTS D'INERTIE ÉGAUX DANS LES DIFFÉRENTES TRAVÉES

7,111 MOMENTS D'APPUI

— 0 Les moments aux nus des appuis, considérés comme les sections dangereuses, seront calculés en ne tenant compte que des charges des travées voisines gauche et droite.

On détachera, de chaque côté des appuis, des travées fictives de longueur l'_g et l'_d, l' étant égal à la longueur libre l de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui, et à $0{,}8l$ si elle est continue au delà de l'autre appui.

— 1 Une charge uniformément répartie p_g et p_d, par unité de longueur, donnera un moment d'appui égal en valeur absolue à

$$\frac{p_g l'^3_g + p_d l'^3_d}{8{,}5\,(l'_g + l'_d)}$$

— 2 Une charge concentrée P_g ou P_d à la distance a du nu de l'appui donnera un moment d'appui égal en valeur absolue à

$$\frac{kP_g l'^2_g}{l'_g + l'_d}\left(\text{ou } \frac{kP_d l'^2_d}{l'_g + l'_d}\right)$$

L'échelle fonctionnelle ci-contre donne :

à gauche les valeurs de k pour les poutres à section constante,

et à droite les valeurs de k pour les poutres à goussets standards suivant figure n° 13 :

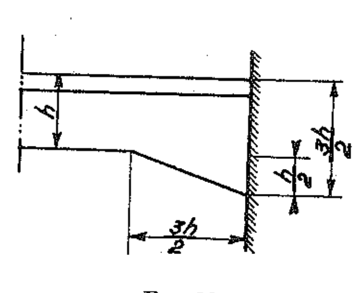


Fig. 13.

7,112 EFFORTS TRANCHANTS D'APPUI

Les efforts tranchants d'appui seront calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues, en faisant état des moments de continuité.

7,113 MOMENTS EN TRAVÉE

On tracera la courbe des moments de la travée indépendante complète l (et non l') avec la charge permanente, puis avec la charge permanente plus la surcharge.

On prendra comme ligne de fermeture : pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minima; pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maxima dans chaque cas en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

7,12 POUTRES A MOMENTS D'INERTIE VARIABLES D'UNE TRAVÉE A L'AUTRE

7,120 On opérera comme dans le cas visé ci-dessus, mais le calcul des moments d'appui sera fait comme indiqué ci-après :

7,121 Soit I_g le moment d'inertie de la travée gauche ;

I_d le moment d'inertie de la travée droite:

β le rapport $\frac{l'_d}{l'_g}\frac{I_g}{I_d}$.

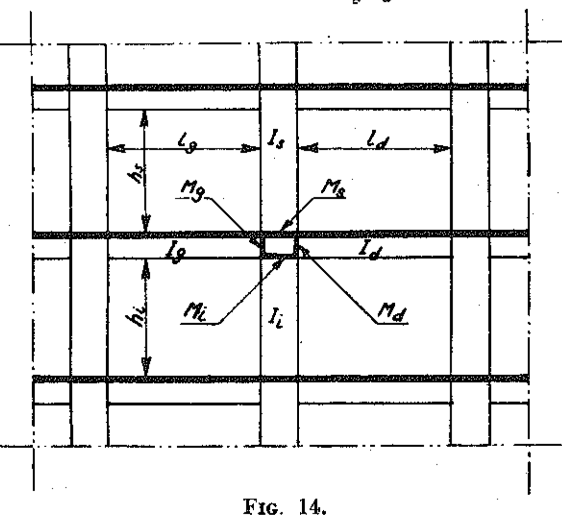


FIG. 14.

— 1 Une charge uniformément répartie (p_g et p_d par unité de longueur) donnera un moment d'appui égal en valeur absolue à

$$\frac{p_g l'^2_g + \beta p_d l'^2_d}{8.5\,(1+\beta)}$$

— 2 Une charge concentrée P_g (ou P_d) à la distance a du nu de l'appui donnera un moment d'appui égal, en

valeur absolue, à

$$\frac{kP_g l'_g}{1+\beta} \text{ ou } \left(\frac{\beta k P_d l'_d}{1+\beta}\right)$$

k étant donné par l'échelle fonctionnelle reproduite en 7,111 2.

7,2 MÉTHODE APPROCHÉE POUR LE CALCUL DES POUTRES CONTINUES SOLIDAIRES DES POTEAUX QUI LES SUPPORTENT

7,21 CAS DE PLUSIEURS TRAVÉES

7,211 MOMENTS AUX NŒUDS

— 0 Les moments de continuité agissant sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud pourront être évalués en ne tenant compte que des charges des travées voisines gauche et droite et de la résistance offerte par les tronçons de poteaux voisins inférieur et supérieur.

1 « On détachera, de chaque côté des appuis, des travées fictives de longueur l'_g et l'_d, l' étant égal à la longueur libre l de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui, à $0{,}9l$ si l'autre appui est un poteau de rive, et à $0{,}8l$ si elle est continue au delà de l'autre appui. »

— 2 On détachera de même au-dessus et au-dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux, de hauteurs h'_s et h'_i, h'_s étant égal aux neuf dixièmes de la hauteur libre h_s si le nœud considéré appartient à l'avant-dernier plancher et à $0{,}8h_s$ dans les autres cas; h'_i étant égal, dans tous les cas, à $0{,}8h_i$, hormis le cas exceptionnel où les poteaux seraient articulés sur leurs fondations; il faudrait alors prendre $h'_i = h_i$ (fig. 14).

— 3 Les moments dans les sections dangereuses, seront, en valeur absolue (1) :

au nu de l'appui, dans la travée de droite :

$$M_d = M'_d\left(1 - \frac{\alpha_{ig} + \alpha_{sg}}{\delta}\right) + M'_g\,\frac{\alpha_{ig} + \alpha_{sg}}{\delta}$$

(1) Pour les traverses les moments M_d et M_g sont négatifs. Pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_d ou M'_g.
La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

au nu de l'appui, dans la travée de gauche :

$$M_g = M'_d \frac{\alpha_{id} + \alpha_{sd}}{\delta} + M'_g \left(1 - \frac{\alpha_{id} + \alpha_{sd}}{\delta}\right)$$

au nu supérieur du plancher, dans le poteau supérieur :

$$M_s = \frac{\alpha_{sd}(\alpha_{ig} + \alpha_{sg})}{\delta}(M'_d - M'_g)$$

au nu inférieur des poutres, dans le poteau inférieur :

$$M_i = \frac{\alpha_{id}(\alpha_{ig} + \alpha_{sg})}{\delta}(M'_d - M'_g)$$

Dans ces formules :

$$\alpha_{id} = \frac{l'_d}{h'_i} \cdot \frac{I_i}{I_d} \qquad \alpha_{ig} = \frac{l'_g}{h'_i} \cdot \frac{I_i}{I_g}$$

$$\alpha_{sd} = \frac{l'_d}{h'_s} \cdot \frac{I_s}{I_d} \qquad \alpha_{sg} = \frac{l'_g}{h'_s} \cdot \frac{I_s}{I_g}$$

$$\delta = (1 + \alpha_{id} + \alpha_{sd})(1 + \alpha_{ig} + \alpha_{sg}) - 1$$

I_i = moment d'inertie du poteau inférieur;
I_s = moment d'inertie du poteau supérieur;
I_g = moment d'inertie de la travée de gauche;
I_d = moment d'inertie de la travée de droite;

$$M'_g = \frac{p_g l'^2_g}{8,5} \quad \text{ou} \quad k_g P_g l'_g$$

$$M'_d = \frac{p_d l'^2_d}{8,5} \quad \text{ou} \quad k_d P_d l'_d$$

k_g et k_d étant donnés par l'échelle fonctionnelle reproduite en 7,111 2.

— 4 REMARQUE. On peut utiliser également ces formules sous la forme ci-dessous qui est équivalente à celle de 7,211 3 :

$$M_d = M'_d \left(1 - \frac{K_d}{\Delta}\right) + M'_g \frac{K_d}{\Delta}$$

$$M_g = M'_d \frac{K_g}{\Delta} + M'_g \left(1 - \frac{K_g}{\Delta}\right)$$

$$M_s = \frac{K_s}{\Delta}(M'_d - M'_g)$$

$$M_i = \frac{K_i}{\Delta}(M'_d - M'_g)$$

avec

$$K_d = \frac{I_d}{l'_d} \qquad K_g = \frac{I_g}{l'_g} \qquad K_s = \frac{I_s}{h'_s} \qquad K_i = \frac{I_i}{h'_i}$$

et

$$\Delta = K_d + K_g + K_s + K_i$$

7,212 EFFORTS TRANCHANTS D'APPUI

Les efforts tranchants d'appui seront calculés suivant la méthode générale applicable aux poutres continues, en faisant état des moments de continuité.

7,213 MOMENTS EN TRAVÉE

On tracera la courbe des moments de la travée indépendante complète l (et non l') avec la charge permanente, puis avec la charge permanente plus la surcharge.

On prendra comme ligne de fermeture : pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minima; pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maxima dans chaque cas de charge.

7,214 MOMENTS DANS LES POTEAUX

On admettra que les points d'inflexion dans les poteaux se trouvent à h'_s au-dessus du plancher et à h'_i au-dessous du nu inférieur des poutres.

7,215 EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTEAUX. — EFFORTS NORMAUX DANS LES POUTRES

On ne fera pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres, pour autant qu'ils résultent de la solidarité.

7,216 SIMPLIFICATIONS ADMISES

On peut négliger la raideur des poteaux, ceux de rive exceptés.

On a, pour le poteau de rive de gauche $\alpha_{ig} = \alpha_{sg} = \infty$ et

$$M_d = M'_d \frac{\alpha_{id} + \alpha_{sd}}{1 + \alpha_{id} + \alpha_{sd}}$$

$$M_i = M'_d \frac{\alpha_{id}}{1 + \alpha_{id} + \alpha_{sd}}$$

$$M_s = M'_d \frac{\alpha_{sd}}{1 + \alpha_{id} + \alpha_{sd}}$$

Les moments sur appuis intermédiaires seront calculés par la méthode de calcul approché des poutres continues (annexe 7,1).

Toutefois, pour le calcul des moments sur les appuis voisins des appuis de rive, on prendra :

$$l'_g = 0{,}9 l_g \text{ (ou } l'_d = 0{,}9 l_d)$$

7,22 CAS D'UNE SEULE TRAVÉE (Charges et surcharges symétriques).

7,221 MOMENTS AUX NŒUDS

— 0 Les moments de continuité agissant sur les éléments qui forment un nœud pourront être évalués en ne tenant compte que de la résistance offerte par les tronçons de poteaux voisins inférieur et supérieur.

— 1 On détachera, au-dessus et au-dessous de chaque appui, des tronçons fictifs de poteaux de hauteur h'_s et h'_i, h'_s étant égal aux neuf dixièmes de la hauteur libre h_s ($0{,}9h_s$) si le nœud considéré appartient à l'avant-dernier plancher, et à $0{,}8h_s$ dans les autres cas; h'_i étant égal dans tous les cas à $0{,}8h_i$, hormis le cas exceptionnel où les poteaux seraient articulés sur leurs fondations; il faudrait alors prendre $h'_i = h_i$.

— 2 Les moments dans les sections dangereuses seront en valeur absolue :

au nu intérieur de l'appui, dans la poutre :

$$M = M' \frac{\alpha_i + \alpha_s}{1 + 1{,}5(\alpha_i + \alpha_s)}$$

au nu supérieur du plancher, dans le poteau supérieur :

$$M_s = M' \frac{\alpha_s}{1 + 1{,}5(\alpha_i + \alpha_s)}$$

au nu inférieur de la poutre, dans le poteau inférieur :

$$M_i = M' \frac{\alpha_i}{1 + 1{,}5(\alpha_i + \alpha_s)}$$

— 3 Dans ces formules :

$$\alpha_i = \frac{l}{h'_i} \frac{I_i}{I} \qquad \alpha_s = \frac{l}{h'_s} \frac{I_s}{I}$$

l = portée de la poutre entre nus intérieurs des appuis;

I = moment d'inertie de la poutre;

I_i = moment d'inertie du poteau inférieur;

I_s = moment d'inertie du poteau supérieur;

$M' = \dfrac{pl^2}{8{,}5}$ pour une charge uniformément répartie p par unité de longueur;

$M' = kPl$ pour une charge concentrée P appliquée à la distance a de l'appui sur lequel on calcule le moment.

k étant donné par l'échelle fonctionnelle reproduite en 7,111 2.

7,222 EFFORTS TRANCHANTS D'APPUI

Ils seront pris égaux à ceux de la travée indépendante l.

7,223 MOMENTS EN TRAVÉE

— 0 On tracera la courbe des moments de la travée indépendante l avec la charge permanente plus la surcharge. On prendra comme ligne de fermeture celle qui joint les moments d'appui.

7,224 MOMENTS DANS LES POTEAUX

On admettra que les points d'inflexion dans les poteaux se trouvent à h'_s au-dessus du plancher et à h'_i au-dessous du nu inférieur des poutres.

7,225 EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POTEAUX. — EFFORTS NORMAUX DANS LES POUTRES

Il n'en sera pas fait état dans les calculs pour autant que ces efforts résultent de la solidarité.

7,29 DOMAINE D'APPLICATION DES MÉTHODES

Les méthodes approchées exposées en 7,1 et 7,2 s'appliquent exclusivement à des planchers constitués par des nervures et poutres liées à des hourdis et faisant partie d'une ossature en béton armé. Elles ne sont pas applicables à des poutres isolées comme les poutres supportant les chemins de roulement des ponts-roulants.

La méthode est applicable, sous les mêmes réserves, aux poutres appuyées à une extrémité et encastrées à l'autre; il suffit de faire l'_g (ou l'_d) = 0 dans les formules.

De même, la méthode s'applique encore aux poutres encastrées aux deux extrémités, toujours sous les mêmes réserves. Il suffit de faire dans les formules :

$$l'_g = 0{,}8 l_g \quad \text{et} \quad l'_d = 0 \quad (\text{ou } l'_g = 0,\ \ l'_d = 0{,}8 l_d)$$

7,3 RÈGLES FORFAITAIRES POUR LE CALCUL DES POUTRES ET POUTRELLES

7,30 DOMAINE DE VALIDITÉ

Le domaine de validité des présentes règles est strictement limité aux cas visés en 3,521 11, 3,521 12, 3,521 13.

7,31 ÉVALUATION DES CHARGES

Pour l'évaluation des charges transmises par les hourdis aux poutrelles et par les poutrelles aux poutres, on pourra admettre la discontinuité des différents éléments chaque fois que les portées solidaires ne différeront pas de plus de 20/100 de la plus grande, exception faite pour le cas des éléments à deux travées continues dans lequel il sera tenu compte de la solidarité.

7,32 MOMENTS FLÉCHISSANTS ET EFFORTS TRANCHANTS

Si M_0 est le moment de flexion maximum dans la travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la poutre considérée et soumise aux mêmes charges, les contraintes du béton et de l'acier seront vérifiées pour les moments en travée (positifs par convention), pour les moments sur appui (négatifs par convention) et pour les efforts tranchants fixés ci-dessous.

7,321 ÉLÉMENTS NE COMPORTANT QU'UNE SEULE TRAVÉE

— 1 *L'encastrement partiel est possible sur les deux appuis*

Moment en travée	+ 0,80 M_0
Moment sur appuis	— 0,40 M_0

La preuve que chacun des éléments servant d'appui est capable de résister à un moment 0,40 M_0 pourra être exigée.

Les efforts tranchants seront pris égaux à ceux de la travée de comparaison.

— 2 *L'encastrement partiel n'est possible que sur un seul appui*

Moment en travée	+ 0,90 M_0
Moment sur appui	— 0,40 M_0

La preuve que l'élément formant appui à encastrement

partiel est capable de résister à un moment 0,40 M_0 pourra être exigée.

Les efforts tranchants seront calculés en tenant compte du moment d'appui 0,40 M_0.

7,322 ÉLÉMENTS COMPORTANT DEUX TRAVÉES DONT LES PORTÉES LIBRES NE DIFFÈRENT PAS DE PLUS DE 20 %

— 1 *L'encastrement partiel est possible sur les appuis de rive*

Moment en travée	+ 0,70 M_0
Moment sur appuis de rive	— 0,25 M_0
Moment sur appui central	— 0,70 M_0 (1)

La preuve que les éléments formant appuis de rive sont capables de résister à un moment 0,25 M_0 pourra être exigée.

Les efforts tranchants seront calculés en tenant compte des moments d'appuis.

— 2 *L'encastrement partiel n'est pas possible sur les appuis de rive*

Moment en travée	+ 0,75 M_0
Moment sur appui central	— 0,80 M_0 (1)

Les efforts tranchants seront calculés en tenant compte du moment d'appui 0,80 M_0

7,323 ÉLÉMENTS A PLUS DE DEUX TRAVÉES SOLIDAIRES DONT LES PORTÉES LIBRES NE DIFFÈRENT PAS DE PLUS DE 20 % DE CELLE DE LA PLUS GRANDE

— 1 TRAVÉES EXTRÊMES

— 11 *L'encastrement est possible sur les appuis de rive*

Moment en travée	+ 0,75 M_0
Moment sur appuis de rive	— 0,25 M_0
Moment sur appuis voisins des appuis de rive	— 0,60 M_0 (1)

La preuve que les éléments formant appuis de rive sont capables de résister à un moment 0,25 M_0 pourra être exigée.

Les efforts tranchants seront calculés en tenant compte des moments d'appui.

— 12 *Les appuis de rive sont libres*

Moment en travée	+ 0,80 M_0
Moment sur appuis voisins des appuis de rive	— 0,66 M_0 (1)

(1) Voir 7,323 9.

Les efforts tranchants seront calculés en tenant compte des moments d'appui.

— 2 TRAVÉES INTERMÉDIAIRES

Moments en travée .... $+ 0{,}66\ M_0$
Moments sur appuis .... $— 0{,}50\ M_0$ (1)

Les efforts tranchants seront calculés en tenant compte des moments d'appui.

— 9 Dans tous les cas qui précèdent, pour le calcul du moment sur un appui intermédiaire, quel que soit le nombre des travées, on retiendra la plus grande des deux valeurs M_0 évaluées de part et d'autre de l'appui considéré.

7,324 ÉLÉMENTS A PLUSIEURS TRAVÉES SOLIDAIRES DONT LES PORTÉES LIBRES DIFFÈRENT DE PLUS DE 20 % DE CELLE DE LA PLUS GRANDE

— 1 On pourra appliquer la méthode approchée exposée en (7,1).

— 2 Toutefois, si les charges appliquées sont toutes uniformément réparties et s'il y a au moins trois travées, la valeur des moments sur appuis intermédiaires pourra être prise égale à $— 0{,}50\ M_0$, compte tenu de la prescription 7,323 9 ci-dessus.

7,325 CAS PARTICULIER DES POUTRELLES DE PLANCHERS A CORPS CREUX

Les poutrelles de planchers à corps creux, comportant plusieurs travées et dont la section de béton est insuffisante pour équilibrer les moments de continuité sur appuis pourront être calculées suivant les prescriptions énoncées en 7,321 1 et 7,321 2, à condition toutefois que la fissuration à la partie supérieure du plancher, au droit des appuis intermédiaires, ne soit pas préjudiciable.

7,4 ENCASTREMENT D'ÉLÉMENTS EN BÉTON ARMÉ DANS LA MAÇONNERIE

7,40 Si on désigne par :

(1) Voir 7,323 9.

P le poids maximum de la maçonnerie pouvant agir sur la surface d'appui de l'élément encastré (1);

l la distance du point d'application de la résultante de ce poids au nu intérieur du mur;

M le moment fléchissant au nu intérieur du mur;

T l'effort tranchant au nu intérieur du mur;

a la profondeur d'appui;

b la largeur d'appui;

trois cas peuvent se présenter :

7,41 *M est supérieur à Pl.*

Il n'y a pas d'encastrement possible et la valeur du produit Pl est insuffisante.

7,42 *M est compris entre les valeurs* Pl et $\left(Pl - a\,\frac{T + P}{3}\right)$.

La répartition des pressions est triangulaire.

On aura pour déterminer la contrainte maximum de compression sur la maçonnerie n et la longueur y de la zone comprimée les relations :

$$T + P - \frac{bny}{2} = 0$$

$$M - Pl + \frac{bny^2}{6} = 0$$

d'où l'on tire :

$$y = 3\,\frac{Pl - M}{T + P} \qquad \text{et} \qquad n = 2\,\frac{T + P}{by}$$

On obtient pour y une valeur comprise entre 0 et a. L'équilibre sera assuré par toute valeur de y donnant pour n une valeur inférieure à la contrainte de compression admissible.

7,43 *M est inférieur à* $\left(Pl - a\,\frac{T + P}{3}\right)$.

La répartition des pressions est trapézoïdale.

On aura pour déterminer les contraintes maxima et minima de compression sur la maçonnerie la relation :

$$n = \frac{T + P}{ab} \pm \frac{6}{a^2 b}\left[M + T\,\frac{a}{2} + P\left(\frac{a}{2} - l\right)\right]$$

(1) Pour un élément continu dans le sens de la longueur du mur, P sera la charge totale de la maçonnerie par unité de longueur.

Pour un élément isolé, on admettra comme agissant sur la surface d'appui, le poids du prisme de maçonnerie découpé par des droites inclinées d'un angle $\alpha = 37^o$ ($tg\ \alpha \neq 0{,}75$) sur la verticale et s'élevant de part et d'autre des arêtes de la partie du scellement.

La charge P ne devra pas pouvoir être diminuée par des modifications ultérieures apportées à la construction.

L'équilibre sera assuré pour toute valeur de n maximum inférieure à la contrainte de compression admissible.

7,5 CALCUL DES PLAQUES UNIFORMÉMENT CHARGÉES

Soit :

a et b les dimensions de la plaque $\left(0{,}4 < \frac{a}{b} < 1\right)$;

p la charge uniformément répartie par mètre carré et couvrant entièrement la plaque.

Les moments fléchissants développés au centre de la plaque ont pour expression :

a. *Sens de la petite portée :*

$$M_a = Kpa^2$$

b. *Sens de la grande portée :*

$$M_b = K'M_a$$

$\frac{Ma}{pa^2} = K$ et $\frac{M_b}{M_a} = K'$ étant donnés par l'échelle fonctionnelle ci-contre :

7,6 RÈGLES POUR LE CALCUL DES PLANCHERS CHAMPIGNONS

7,60 DÉFINITIONS ET DISPOSITIONS GÉNÉRALES

7,600 DÉFINITION DES PLANCHERS CHAMPIGNONS

Les planchers champignons sont constitués par des dalles continues sans nervures, armées dans les deux sens, et supportées par des piliers formant un réseau carré ou rectangulaire à deux dimensions. Les dalles, d'épaisseur constante en travée, sont renforcées sur appuis par des épanouissements des piliers en forme générale de troncs de pyramide renversés appelés chapiteaux.

7,601 NOMBRE ET DIMENSIONS DES TRAVÉES

Le nombre des travées sera au moins égal à *trois* dans chaque sens. Chaque panneau formera un rectangle dont le grand côté sera appelé b et le petit côté a.

Il y a intérêt à prendre le rapport $\frac{b}{a}$ aussi voisin que possible de l'unité; en tout cas, ce rapport ne devra pas dépasser 1,25. D'un panneau à l'autre les dimensions ne devront pas varier de plus de 2,5 % en plus ou en moins autour de la dimension moyenne. Toutefois, les travées de rive pourront être réduites jusqu'à concurrence de 20 % par rapport aux dimensions des travées intérieures.

La section des piliers sera carrée, rectangulaire ou octogonale régulière. Si elle est rectangulaire, le rapport du grand au petit côté ne doit pas, en tout cas, dépasser 1,25.

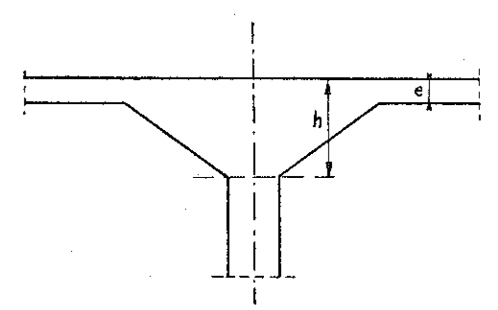


FIG. 15.

La petite base des chapiteaux sera formée par la section de tête du pilier. La grande base sera octogonale régulière et le diamètre de son cercle inscrit sera égal à $c = 0{,}4\sqrt{ab}$.

Les figures 15 et 16 représentent, vu par-dessous, le chapiteau surmontant un pilier à section carrée, ainsi que sa coupe par un plan vertical de symétrie. On pourra, si on le juge convenable, par raison architecturale, souligner le contour de la grande base octogonale du chapiteau par un ressaut vertical de 2 à 4 cm au maximum.

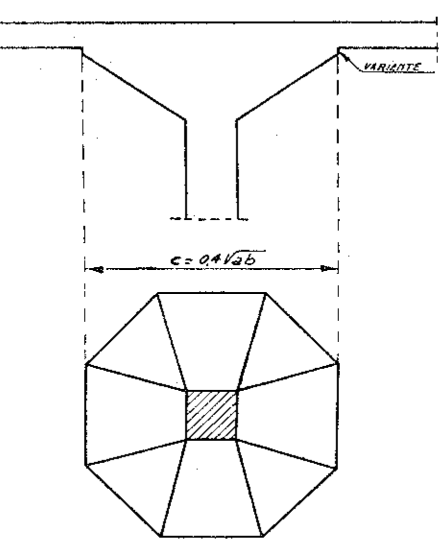


FIG. 16.

On appellera e l'épaisseur de la dalle et h la hauteur du chapiteau, dalle comprise.

7,602 DIVISION DES PANNEAUX

Pour la détermination des armatures, la dalle sera divisée dans chaque direction en bandes centrales et bandes marginales ayant chacune une largeur égale à la moitié de la largeur des panneaux dans le sens considéré.

Les bandes centrales sont axées sur les lignes des centres des panneaux. Les bandes marginales sont axées sur les lignes des centres des piliers comme indiqué sur la figure 17.

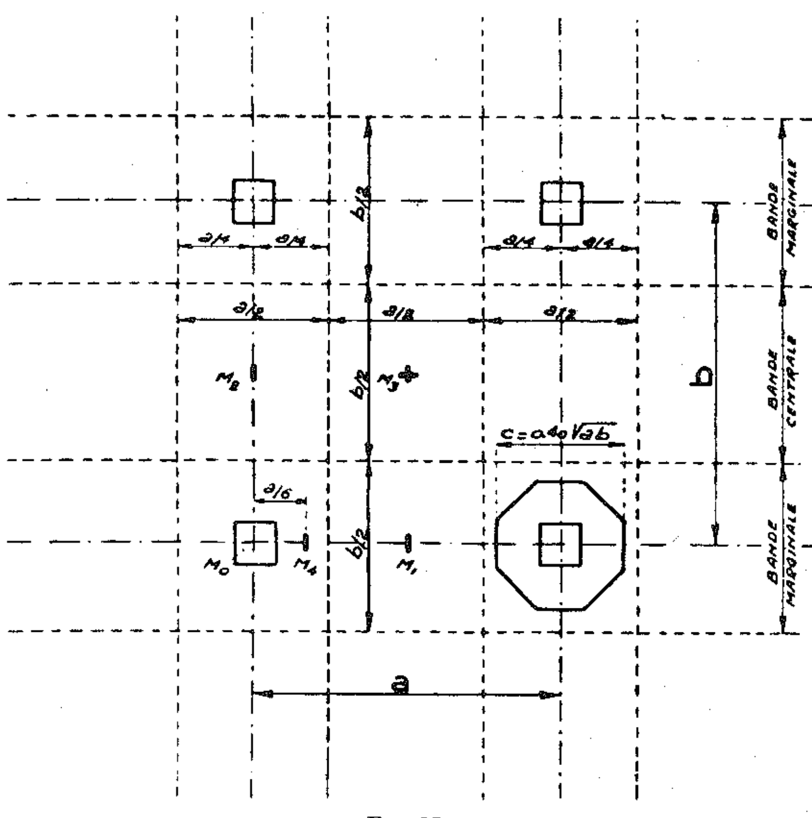


Fig. 17.

Le long d'une file de piliers de rive, existera une demi-bande marginale dont la largeur sera égale au quart de la largeur des panneaux augmentée de la demi-largeur des piliers correspondants.

7,603 CHARGES ET SURCHARGES

Les règles ci-après s'appliquent aux cas de charges et surcharges réparties, à l'exclusion de charges isolées localisées sur une faible surface telles que des charges roulantes. Le cas de charges roulantes, s'il se présente, devra faire l'objet de justifications spéciales.

On appellera p la charge permanente par unité de surface et s la surcharge, également par unité de surface. Cette surcharge peut être distribuée d'une façon quelconque, par exemple sur une file de travées ou sur certains panneaux seulement. S'il s'agit d'un fond de réservoir avec une surcharge constituée uniquement par une certaine hauteur de liquide, elle sera essentiellement appliquée à toutes les travées à la fois; dans ce cas, elle sera traitée comme une charge non susceptible d'applications partielles, et par conséquent rentrera dans le terme p et non dans le terme s.

7,604 ÉTUDES DES CAS SPÉCIAUX

Toutes dérogations aux règles contenues dans la présente annexe (7,6) devront être appuyées sur des justifications complètes basées sur les théories de la résistance des matériaux et de l'élasticité et soumises à autorisation spéciale des ingénieurs du contrôle.

7,61 MOMENTS FLÉCHISSANTS

7,611 MOMENTS FLÉCHISSANTS DANS LE PLANCHER

Les moments fléchissants principaux seront déterminés par les formules ci-après : soit (voir fig. 17) :

M_0, le moment négatif maximum au droit du milieu du pilier dans une bande marginale;

M_1, le moment positif maximum au milieu de la portée d'une bande marginale;

M_2, le moment négatif maximum sur l'axe d'appui, dans une bande centrale ;

M_3, le moment positif maximum au milieu de la portée d'une bande centrale, c'est-à-dire au centre du panneau;

M_4, le moment négatif maximum dans une bande marginale, au bord du chapiteau ou, plus précisément, pour tenir compte de la forme octogonale et considérer la section dangereuse, à $\frac{a}{6}$ ou $\frac{b}{6}$ du centre du pilier, suivant la direction de bande intéressée.

Tous ces moments sont rapportés à *l'unité de largeur* de bande. Pour la détermination des armatures, ils seront considérés

comme constants dans toute la largeur de la bande correspondante, et les armatures y seront disposées *uniformément* sur toute cette largeur.

Pour les bandes parallèles aux côtés a des panneaux, ces moments auront les valeurs suivantes dans les travées courantes et sur les appuis continus :

$$M_0 = -\left(\frac{1}{6} - \frac{1}{4}\frac{g}{a}\right)(p + s)\,a^2 \qquad (1)$$

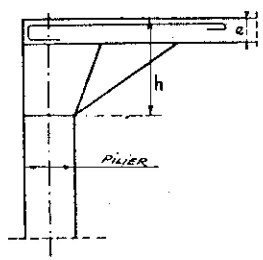
$$M_1 = \frac{1}{24}(p + 1{,}75s)\,a^2 \qquad (2)$$

$$M_2 = -\frac{1}{43}(p + s)\,a^2 \qquad (3)$$

$$M_3 = \frac{1}{54}(p + 1{,}75s)\,a^2 \qquad (4)$$

$$M_4 = -\frac{1}{24}(p + s)\,a^2 \qquad (5)$$

Pour les bandes parallèles aux côtés b on remplacera a par b dans les formules précédentes.



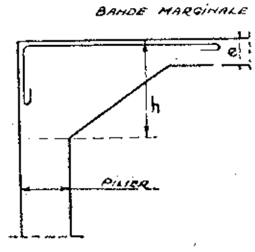


FIG. 18.

Dans la formule (1), g représente la largeur du pilier supposé rectangulaire dans le sens a ou b considéré. Si le pilier est à section octogonale, g représente le côté du carré équivalent.

Pour les bandes centrales et marginales perpendiculaires à un bord libre, les moments M_1 et M_3 seront majorés de 25 % dans la première travée, à moins que la portée de celle-ci ne soit réduite d'au moins 15 %.

Les moments négatifs M_0, M_2, M_4 de ces mêmes bandes correspondant à la ligne d'appui du bord libre seront réduits au *huitième* de leur valeur courante. Les armatures doivent être disposées de manière à transmettre ces moments par la torsion de la demi-bande marginale de rive ou par la flexion du pilier (voir fig. 18).

Les demi-bandes marginales de bordure supportent par unité de largeur les mêmes moments fléchissants que les bandes marginales courantes. Elles doivent supporter en plus les charges de murs ou autres directement appliquées. Il est recommandé, mais non imposé, de border tous les bords libres par une nervure

de hauteur totale au moins égale à une fois et demie l'épaisseur de la dalle et de largeur égale à la largeur des piliers intéressés. Dans ce cas, la nervure portera, outre les charges directement appliquées, une charge uniforme par travée égale au quart de la charge et surcharge sur le panneau adjacent.

7,612 MOMENTS FLÉCHISSANTS DANS LES PILIERS

Soit P la charge permanente totale, et S la surcharge totale sur un panneau.

Les piliers intérieurs doivent pouvoir résister à un moment de flexion égal à $\frac{Sa}{90}$ ou $\frac{Sb}{90}$ suivant le sens intéressé.

Ce moment est à partager entre le pilier existant à l'étage inférieur et le pilier existant à l'étage supérieur, proportionnellement aux rigidités respectives de ces piliers. La rigidité est définie comme étant le quotient du moment d'inertie dans le sens intéressé par la hauteur libre entre le dessus du plancher et la naissance du chapiteau.

Les piliers de rive doivent pouvoir supporter un moment de flexion égal à $\frac{(P+S)\,a}{90}$ ou $\frac{(P+S)\,b}{90}$ dans le sens perpendiculaire au bord libre, suivant que la portée dans ce sens est a ou b.

Les piliers d'angle doivent pouvoir supporter un moment de flexion égal à $\frac{(P+S)\,a}{160}$ ou $\frac{(P+S)\,b}{160}$ dans les deux sens respectivement.

7,62 LIMITES DES ARMATURES

Les arrêts des armatures inférieures et supérieures dans les bandes centrales et marginales seront déterminés en traçant les épures enveloppes des moments résistants et en les confrontant avec les épures enveloppes des moments appliqués résultant des données ci-dessus.

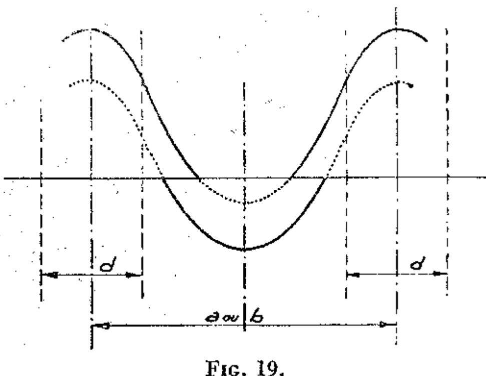


FIG. 19.

Dans la fi-

gure 19, d représente g s'il s'agit d'une bande marginale et $\frac{a}{3}$ ou $\frac{b}{3}$ s'il s'agit d'une bande centrale.

En principe, les barres inférieures n'auront pas moins de 200 diamètres de longueur et les chapeaux moins de 100 diamètres.

La moitié au moins des armatures inférieures sera continue.

7,63 ÉPAISSEUR DE LA DALLE

La hauteur utile e_1 de la dalle pour les armatures de seconde nappe (celles qui sont les plus éloignées de la face tendue) satisfera à l'inégalité suivante qui s'entend pour $m = 15$ et $\frac{R'_a}{R_b} = 20$

$$\frac{e_1}{b} \geqq 0{,}48 \sqrt{\frac{p + 1{,}75s}{R_b}} \qquad (6)$$

dans laquelle R_b est la contrainte de compression admissible pour le béton. Cette règle est valable dans les travées de rive comme dans les travées courantes, et évite les barres comprimées sous la seule réserve de vérifier spécialement la résistance de la demi-bande marginale de bordure si cette dernière supporte des murs ou cloisons et d'en renforcer l'épaisseur au moyen d'une nervure le cas échéant.

7,64 HAUTEUR DU CHAPITEAU

La hauteur utile h_1 du chapiteau (dalle comprise), définie comme étant la distance existant entre le niveau du centre de gravité de la seconde nappe d'armatures supérieures et le niveau de la base inférieure du chapiteau (jonction avec le pilier), satisfera à l'inégalité :

$$\frac{h_1}{e_1} \geqq 5{,}3 - 8 \times \frac{g}{b} \qquad (7)$$

On pourra alors admettre que les armatures prévues pour résister au moment négatif M_4, avec la hauteur utile e_1, et supposées continues au-dessus du chapiteau, assurent aussi la résistance au moment négatif M_0 au centre du chapiteau, et que la condition de résistance du chapiteau à la flexion est satisfaite tant pour l'acier que pour le béton.

7,65 RÉSISTANCE DU CHAPITEAU ET DE LA DALLE AU POINÇONNEMENT

La résistance du chapiteau au poinçonnement doit être assurée. Si h' est la hauteur définie par la figure 20, la condition à vérifier à cet égard est la suivante :

$$(h + g)\, h' \geqq 4{,}6\,(1 - \varepsilon)\, \frac{P + S}{R_b} \qquad (8)$$

dans laquelle ε a pour valeur

$$\varepsilon = 0{,}80\, \frac{(h + g)^2}{ab} \qquad (9)$$

Cette condition doit être complétée par la condition de non-poinçonnement de la dalle sur le pourtour du chapiteau qui est la suivante :

$$ec \geqq 4 \times \frac{P + S}{R_b} \qquad (10)$$

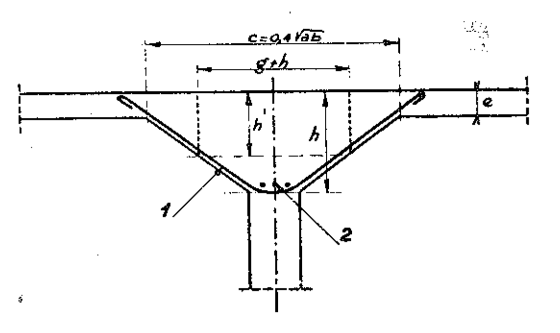


Fig. 20.

Si les conditions (8) et (10) n'étaient pas remplies, les épaisseurs devraient être augmentées en conséquence. En particulier, pour les fortes charges, on peut être amené à adopter le profil représenté sur la figure 21, dans laquelle on prévoit un épanouissement du chapiteau au delà de la base de diamètre normal c, jusqu'à une nouvelle base également octogonale de diamètre c'. Dans ce cas, on mettra e' (épaisseur renforcée de la dalle) au lieu de e dans la formule (10). Quant aux armatures supérieures devant résister au moment M_4, elles seront calculées dans tous les cas avec e et non e'.

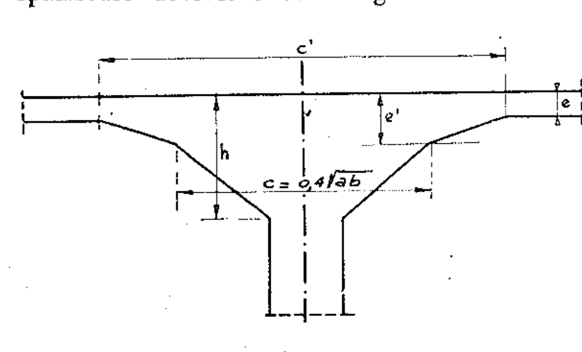


Fig. 21.

7,66 CONDITIONS IMPOSÉES AUX ARMATURES POUR ASSURER LA RÉSISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

Enfin, en cas de fortes charges, il peut être nécessaire de vérifier la résistance des armatures supérieures à l'effort tranchant, tant sur le pourtour du chapiteau que sur celui de la zone octogonale centrée sur le pilier et de diamètre $g + h$. Si s_a et s_b sont les sections des chapeaux sur appuis par unité de largeur de bande marginale respectivement dans les sens a et b (armatures déterminées par le moment M_a) les conditions à satisfaire sont les suivantes, dont la seconde est généralement la condition déterminante :

$$c(s_a + s_b)\,R'_a \geq 0{,}50\,(P + S) \qquad (11)$$

$$\frac{g + h}{1{,}20 - \dfrac{(g + h)^2}{ab}}\,(s_a + s_b)\,R'_a \geq 0{,}50\,(P + S) \qquad (12)$$

R'_a étant la contrainte de traction admissible pour l'acier.

7,67 ARMATURES INFÉRIEURES DES CHAPITEAUX

Les chapiteaux comporteront des armatures inférieures disposées comme il est indiqué en 1 et 2 sur la figure 20. La section totale de ces armatures sera au moins égale à :

$$\frac{as_b}{25} \text{ ou } \frac{bs_a}{25} \text{ respectivement.}$$

7,68 OUVERTURES DANS LA DALLE

Des ouvertures peuvent être pratiquées dans la zone commune à deux bandes centrales, à condition que leur plus grande dimension ne dépasse pas $\frac{a}{10}$, que les sections d'armatures interrompues soient remplacées par des sections équivalentes de renfort et que le béton restant soit suffisant pour résister aux efforts.

Entre deux ouvertures, il y aura une zone pleine au moins égale, dans n'importe quel sens, à *trois fois* la plus grande dimension des ouvertures.

Dans la zone commune à une bande centrale et une bande marginale, les ouvertures ne pourront avoir plus de $\frac{a}{20}$, dans leur plus grande dimension.

On n'acceptera pas d'ouvertures dans les zones communes à deux bandes marginales, si ce n'est des ouvertures plus petites que l'espacement des armatures dans tous les sens, et ne réduisant pas de plus de 10 % au total la largeur pleine des bandes dans une section quelconque.

Dans tous les cas, les sections de béton restantes doivent être suffisantes pour résister aux efforts, et au besoin renforcées en épaisseur.

7,7 RÈGLES POUR LE CALCUL DES POUTRES-CLOISONS

7,70 DÉFINITIONS ET DISPOSITIONS GÉNÉRALES

7.700 DÉFINITION DES POUTRES-CLOISONS

On désignera sous le nom de poutres-cloisons les poutres droites en béton armé de faible épaisseur transversale dont la hauteur est supérieure à la moitié de la portée. Ces poutres seront établies suivant les principes exposés ci-après.

7,701 CAS TYPES ENVISAGÉS

— **0** Deux cas types sont traités ci-dessous. Dans le premier cas la poutre a une hauteur égale à la *moitié* de la portée. Dans le second, elle a une hauteur égale à la portée.

— **1** Lorsqu'une poutre aura une hauteur comprise entre la demi-portée et la portée, la partie inférieure de cette poutre, de hauteur égale à la demi-portée, sera considérée comme élément actif et établie conformément aux règles du premier cas, et la partie restante qui la surmonte sera établie suivant les circonstances d'après le rôle joué par l'ensemble dans la construction étudiée.

— **2** Lorsqu'une poutre aura une hauteur supérieure à la portée, la partie inférieure de cette poutre, de hauteur égale à la portée, sera considérée comme élément actif et établie conformément aux règles du second cas et la partie restante qui la surmonte sera établie suivant les circonstances d'après le rôle joué par l'ensemble dans la construction étudiée. On pourra également, dans certains cas particuliers, ne considérer comme élément actif de la poutre-cloison que la partie inférieure de hauteur égale à la demi-portée, qui sera alors traitée suivant les règles du premier cas.

7,702 CHARGES ET SURCHARGES

Les règles énoncées dans la présente annexe (7,7) ne visent que les charges et surcharges réparties, de direction normale à l'axe longitudinal de la poutre et parallèles au plan moyen de symétrie. Ces charges et surcharges peuvent être uniformément réparties sur toutes les travées ou seulement sur certaines travées, ou encore ne couvrir qu'une partie de chaque travée.

Le cas des charges isolées nécessite une étude spéciale. On pourra à la rigueur les remplacer par une surcharge répartie qui donnerait en tout point au moins le même moment de flexion et au moins le même effort tranchant, sous condition qu'elles soient transmises par des nervures verticales régnant sur toute la hauteur active de la poutre-cloison.

7,703 CONDITIONS D'APPUI

Les poutres peuvent être continues sur plusieurs appuis ou ne comprendre qu'une seule travée libre sur ses deux appuis.

7,704 EXEMPLES DE POUTRES-CLOISONS

Les parties inférieures des ***parois de silos*** rentrent notamment dans les cas visés ci-dessus. Il en est de même des ***poutres de retombées*** des grandes voûtes minces des halles et hangars pour autant que la surface moyenne de ces poutres de forme cylindrique à grand rayon, peut être confondue avec celle du plan le plus voisin, la courbure étant d'ailleurs en général un élément de stabilité.

7,705 NOTATIONS

On adoptera les notations suivantes qui s'appliquent aux éléments actifs considérés de hauteur égale à la demi-portée ou à la portée suivant le cas considéré :

l, portée de la poutre, d'axe en axe des appuis;

h, hauteur totale de l'élément actif considéré;

c, largeur des appuis, constitués en principe par des piliers régnant sur toute la hauteur de la cloison et formant nervures de raidissage transversal;

q, charge et surcharge, par unité de longueur de poutre. Cette charge et surcharge est en principe appliquée à la partie supérieure de la poutre;

e_s, épaisseur de la poutre-cloison à la partie supérieure de l'élément actif;

e_i, épaisseur de la poutre-cloison à la partie inférieure de l'élément actif;

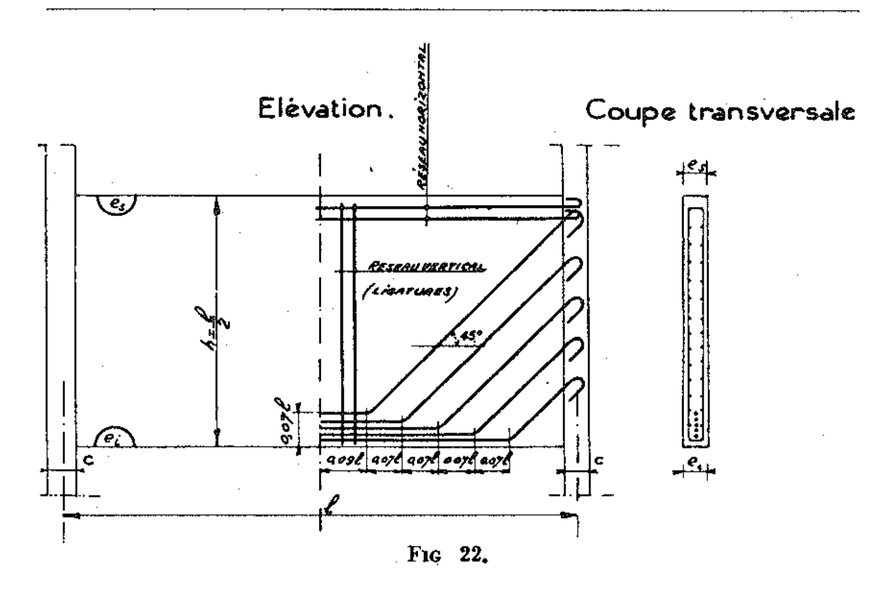


FIG. 22.

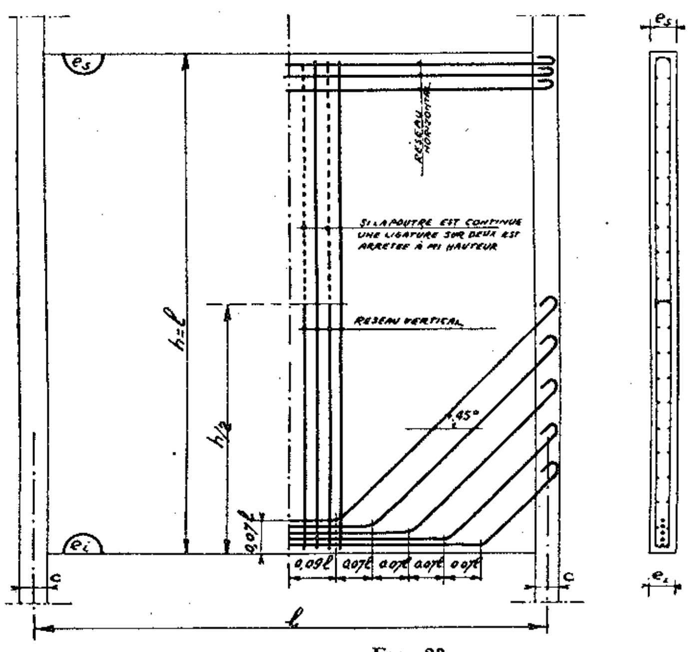


FIG. 23.

ω'_p, section totale d'armatures du réseau de barres pliées à 45°;

ω'_h, section totale d'armatures du réseau réparti de barres horizontales;

ω'_v, section totale d'armatures du réseau réparti de barres verticales;

λ (1), coefficient d'élancement de la poutre, égal par définition au rapport $\frac{l}{20e_s}$;

R'_a, contrainte de traction admissible de l'acier tendu;
R_b, contrainte de compression admissible du béton.

7,71 LOI D'ÉPAISSEUR ET DISPOSITION DES ARMATURES

7,710 La poutre-cloison dans son élément actif peut être d'épaisseur constante sur toute sa hauteur, ou d'épaisseur croissante de la partie supérieure à la partie inférieure. Dans ce cas, la loi de croissance est linéaire.

Le réseau d'armatures pliées à 45° est disposé conformément aux indications des figures 22 et 23. Il se compose de 5 lits superposés d'armatures. Dans les petits ouvrages, le nombre des lits pourra exceptionnellement être réduit à 3, en répartissant les espacements de manière à conserver la même ligne de centre de gravité. Chaque lit comprend horizontalement une ou plusieurs barres, suivant l'épaisseur de la poutre.

7,711 Dans le cas de la poutre de hauteur égale à la demi-portée, le réseau de barres horizontales est réparti uniformément entre les niveaux inférieur et supérieur de la poutre, qu'elle soit sur appuis libres ou qu'elle soit continue.

7,712 Dans le cas de la poutre de hauteur égale à la portée, le réseau de barres horizontales est réparti *uniformément* entre les niveaux inférieur et supérieur de la poutre, si celle-ci est sur appuis libres. Il est réparti à raison des *deux tiers* sur la demi-hauteur inférieure, et du *tiers* sur la demi-hauteur supérieure de la poutre, si celle-ci est continue.

7,713 Dans tous les cas, ce réseau d'armatures horizontales est réparti par égalité entre les deux faces de la poutre et placé à l'intérieur du réseau de barres verticales.

7,714 Le réseau de barres verticales est réparti *uniformément* entre les nus intérieurs des appuis, sous forme de ligatures rectangulaires fermées à deux branches verticales entourant les autres armatures. Ces ligatures règnent sur toute la hauteur de la poutre, excepté dans le cas de la poutre continue de hauteur égale à la portée.

(1) Ne pas confondre avec le *module de flambement* d'un pilier défini en 3,514 4.

Dans ce dernier cas une ligature sur deux règne sur toute la hauteur de la poutre, et une ligature sur deux ne règne que sur la moitié inférieure de la hauteur. La section ω'_v comprend les deux branches des ligatures.

7,715 En section transversale, les armatures ont la disposition représentée sur les figures 22 et 23.

7,72 ADHÉRENCE, RECOUVREMENTS ET ANCRAGES

Le diamètre des barres pliées ne sera pas supérieur à $\frac{l}{200}$.

Le diamètre des barres horizontales et verticales réparties ne sera pas supérieur à $\frac{l}{400}$.

En cas de poutre sur deux appuis simples, l'ancrage dans l'appui des barres pliées sera assuré suivant les règles normales, à partir du *nu intérieur* de l'appui, avec crochets et pour la contrainte de traction admissible. Cet ancrage occupera la ***totalité*** de la largeur d'appui. Il en sera de même pour l'ancrage des barres du réseau horizontal.

Les recouvrements des barres horizontales et verticales, s'il y a lieu, seront décalés et se feront, sans crochets, sur une longueur au moins égale à celle de scellement droit l_0 défini en 2,310.

En cas de poutre continue, les croisements à angle droit des barres pliées au droit de l'appui définis en 7,715 se feront sur une longueur égale à $\frac{l_0}{2}$ au minimum à partir de *l'axe* d'appui et seront complétés par des crochets normaux (fig. 24). Les barres horizontales seront continues sur appui et leurs recouvrements se feront autant que possible en dehors de l'appui.

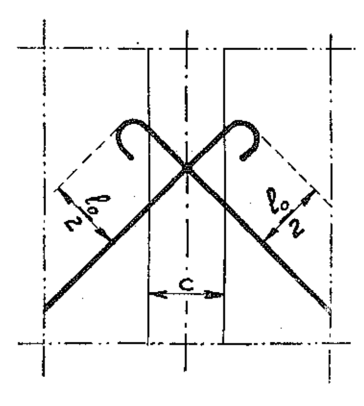


Fig. 24.

7,73 DÉFINITION DES SECTIONS D'ARMATURES

Les sections d'armatures sont fixées par le tableau suivant :

$h = \frac{l}{2}$		$h = l$	
POUTRE LIBRE sur 2 appuis	POUTRE CONTINUE	POUTRE LIBRE sur 2 appuis	POUTRE CONTINUE
$\omega'_p = 0{,}50 \frac{ql}{R'_a}$	$\omega'_p = 0{,}50 \frac{ql}{R'_a}$	$\omega'_p = 0{,}25 \frac{ql}{R'_a}$	$\omega'_p = 0{,}25 \frac{ql}{R'_a}$
$\omega'_h = 0.15 \frac{ql}{R'_a}$	$\omega'_h = 0{,}15 \frac{ql}{R'_a}$	$\omega'_h = 0{,}18 \frac{ql}{R'_a}$	$\omega'_h = 0{,}18 \frac{ql}{R'_a}$
$\omega'_v = 0{,}30 \frac{ql}{R'_a}$	$\omega'_v = 0{,}32 \frac{ql}{R'_a}$	$\omega'_v = 0{,}20 \frac{ql}{R'_a}$	$\omega'_v = 0.32 \frac{ql}{R'_a}$

Ces formules sont homogènes, mais il sera commode d'exprimer l en mètres, q en tonnes par mètre et R'_a en tonnes par centimètre carré. Les sections seront alors données en centimètres carrés.

7,74 CONDITIONS D'ÉPAISSEUR A SATISFAIRE

7,740 Ces conditions sont les suivantes :

NUMÉROS	$h = \frac{l}{2}$		$h = l$	
	POUTRE LIBRE sur 2 appuis	POUTRE CONTINUE	POUTRE LIBRE sur 2 appuis	POUTRE CONTINUE
1	$e_s \geq 4 \frac{q}{R_b}$	$e_s \geq 3 \frac{q}{R_b}$	$e_s \geq 3 \frac{q}{R_b}$	$e_s \geq 2 \frac{q}{R_b}$
2	$e_s \geq \lambda^2 \frac{q}{R_b}$	$e_s \geq \frac{\lambda^2}{2} \frac{q}{R_b}$	$e_s \geq \frac{\lambda^2}{2} \frac{q}{R_b}$	$e_s \geq \frac{\lambda^2}{4} \frac{q}{R_b}$
3		$e_i \geq 4 \frac{q}{R_b}$		$e_i \geq 4 \frac{q}{R_b}$

Ces formules sont homogènes. En exprimant q en tonnes par mètre, R_b en tonnes par mètre carré, on obtiendra les épaisseurs en mètres.

La condition n° 1 se rapporte à la résistance de compression du béton tant sous la flexion que sous l'effort tranchant.

La condition n° 2 est la condition de non-flambement ou voilement.

La condition n° 3 se rapporte à la résistance de compression du béton sous les moments négatifs d'appuis en cas de continuité.

7,741 La condition relative au non-flambement suppose que les montants d'appuis assurent la fixité transversale de la pièce au droit des appuis. C'est ce qui a lieu automatiquement dans les parois de silos, et même avec encastrement, ce qui n'est pas indispensable. C'est ce qui a lieu aussi, en général, dans les grandes voûtes en raison de la raideur des nervures principales. Si cette condition n'était pas normalement assurée par les formes constructives elles-mêmes, des éléments supplémentaires de contreventement devraient être ajoutés pour la réaliser en toute sécurité.

7,742 En tout état de cause, les épaisseurs de la poutre doivent être suffisantes pour assurer ***aisément*** le logement et l'enrobage des armatures, même aux croisements, et cette condition pratique conduira généralement à adopter des épaisseurs supérieures aux limites fixées par le tableau ci-dessus qui sont des minima.

Des nervures de raidissage peuvent contribuer à assurer la stabilité transversale.

7,75 RÈGLES DIVERSES

Si les charges ou surcharges sont en partie ou en totalité appliquées à la partie inférieure de la poutre, le réseau vertical sera majoré de la section correspondant à l'effort de suspension avec décroissance linéaire sur la hauteur h (ce qui est légèrement en faveur de la sécurité).

Si la poutre-cloison, par son rôle dans la construction est appelée à supporter en outre des efforts transversaux de flexion ou autres, les renforcements nécessaires en béton et en armatures s'ajouteront.

La largeur d'appui c ne sera pas inférieure au ***vingtième*** de la portée l.

7,8 RÉSISTANCE A LA TORSION

7,81 SECTIONS RECTANGULAIRES

Lorsqu'une pièce à section transversale rectangulaire de petit côté a et de grand côté b sera soumise à un moment de torsion M_t, la contrainte tangentielle maximum du béton au milieu du grand côté sera calculée par la formule :

$$t = \lambda \frac{M_t}{ba^2}$$

le coefficient λ étant donné en fonction du rapport $\frac{b}{a} = \rho > 1$ par le tableau :

$\rho =$	1	1,50	2	3	4	5
$\lambda =$	4,80	4,33	4,07	3,74	3,55	3,43
$\mu =$	7,11	7,07	7,00	6,86	6,70	6,60

Le moment de torsion devra satisfaire à l'inégalité :

$$M_t \leq \frac{R_b}{3\lambda} ba^2$$

Toutefois, si la section est en même temps soumise à un effort tranchant T dirigé parallèlement au grand côté, on devra remplacer R_b par $R_b - \frac{4T}{ab}$ dans la formule précédente.

S'il s'agit d'un pilier comprimé au taux n par unité de section transversale, on devra vérifier en outre la condition :

$$n + \sqrt{n^2 + 4t^2} \leq 2R_b$$

L'armature destinée à résister à la torsion se composera longitudinalement de quatre barres (ou groupes de barres) égales et disposées aux quatre angles et transversalement de ligatures à espacement uniforme formant des cadres rectangulaires entourant les barres longitudinales, et dont les plans seront normaux à la fibre moyenne.

L'écartement de ces cadres ne devra pas dépasser 0,75 b ni 1,50 a. S'il dépasse a, on disposera suivant les petits côtés des armatures transversales intermédiaires.

Le pourcentage ϖ des armatures longitudinales, rapporté à la section ab, sera donné par la formule :

$$\varpi = \frac{\lambda}{1,5} \cdot \frac{1 + \rho}{2\rho} \cdot \frac{M_t}{ba^2 R'_a}$$

Le pourcentage des armatures transversales sera *égal* au précédent. Il s'agit dans les deux cas du pourcentage net efficace,

c'est-à-dire non compris les croisements, recouvrements ou retours d'ancrages.

Si la section est en même temps soumise à d'autres efforts, les armatures *tendues*, longitudinales ou transversales, nécessaires pour résister à ces efforts, s'ajouteront aux armatures ci-dessus déterminées.

La rotation élastique due à la torsion sera calculée par la formule suivante qui donne la rotation unitaire θ, c'est-à-dire la rotation rapportée à l'unité de longueur de fibre moyenne :

$$\theta = \frac{\mu}{G} \cdot \frac{1 + \rho^2}{2\rho^2} \cdot \frac{M_t}{ba^3}$$

le coefficient μ étant donné par le tableau ci-dessus et G étant le module d'élasticité transversale du béton égal à $\frac{E}{2(1 + \eta)}$. Dans cette formule, η est le coefficient de Poisson qu'on peut prendre égal à 0,30 (1).

Les valeurs intermédiaires de λ et de μ peuvent être obtenues par interpolation linéaire des valeurs inscrites dans le tableau ci-dessus.

7,82 SECTIONS CARRÉES

Pour une section carrée de côté a les formules ci-dessus sont applicables et donnent :

$$t = 4,80 \frac{M_t}{a^3} \qquad M_t \leq \frac{R_b}{14,4} a^3$$

ou respectivement :

$$M_t \leq \frac{R_b - \frac{4T}{a^2}}{14,4} \cdot a^3$$

$$n + \sqrt{n^2 + 4t^2} \leq 2R_b$$

$$\varpi = 3,2 \frac{M_t}{a^3 R'_a}$$

$$\theta = \frac{7,11}{G} \cdot \frac{M_t}{a^4}$$

(1) Les essais directs ont montré que, dans le cas de la torsion, le coefficient de Poisson est supérieur à 0,15, valeur correspondant au cas de la compression ou de la traction, et couramment adoptée dans le cas de la flexion (voir 3,43).

7,83 SECTIONS CIRCULAIRES OU OCTOGONALES

S'il s'agit d'une section circulaire ou octogonale de diamètre a (cercle inscrit), les formules à employer sont les suivantes :

$$t = 5{,}09 \frac{M_t}{a^3} \qquad M_t \leq \frac{R_b}{15{,}3} \cdot a^3$$

ou respectivement :

$$M_t \leq \frac{R_b - \frac{4{,}5T}{a^2}}{15{,}3} \cdot a^3$$

$$n + \sqrt{n^2 + 4t^2} \leq 2R_b$$

$$\varpi = 3{,}5 \frac{M_t}{a^3 R'_a}$$

$$\theta = \frac{10{,}2}{G} \cdot \frac{M_t}{a^4}$$

Le pourcentage ci-dessus ϖ s'applique à la section $\frac{\pi a^2}{4}$. Les armatures longitudinales seront uniformément réparties sur la périphérie et au nombre de huit au moins. Les armatures transversales seront constituées par des ligatures circulaires ou hélicoïdales dont le pas ne dépassera pas $\frac{a}{2}$.

7,84 AUTRES SECTIONS

Il n'est pas proposé de formules pour les sections en U, en I, ou en cornières dont la résistance à la torsion est toujours faible, ni pour les sections évidées ou en caissons malgré l'intérêt qu'elles peuvent présenter. Le cas échéant, les problèmes qui s'y rapportent devront être traités suivant des méthodes scientifiques donnant toute garantie.

8 ANNEXES II

8,1 NOTATIONS GÉNÉRALES

8,10 GÉNÉRALITÉS

8,100 Les règles adoptées pour la notation sont les suivantes :

8,101 Les lettres majuscules de l'alphabet romain désignent en général :

1° Les efforts appliqués ou leurs moments;

2° Les charges réparties globales ou les charges concentrées;

3° Les contraintes admissibles;

4° Les caractéristiques géométriques et mécaniques : sections transversales des pièces prismatiques, aires, moments statiques, moments d'inertie, coefficients d'élasticité.

8,102 Les lettres minuscules de l'alphabet romain désignent en général :

1° Les longueurs;

2° Les coefficients;

3° Les charges réparties par unité de longueur ou par unité de surface;

4° Les contraintes.

8,103 Les lettres minuscules de l'alphabet grec désignent en général :

1° Des grandeurs sans dimension;

2° Des combinaisons de grandeurs.

Par exception et pour tenir compte des habitudes acquises, certaines lettres conservent une acception particulière :

ω section d'acier;

Φ diamètre d'une barre d'acier.

8,104 Pour réaliser une unité de présentation, il y a lieu de s'inspirer de ces données pour la rédaction des notes de calcul.

8,11 MATÉRIAUX

8,111 ACIER

Diamètre d'une barre ronde	Φ
Charge de rupture à la traction....	n'_r
Limite élastique conventionnelle....	n'_e
Contrainte de traction............	n'_a
Contrainte de compression	n_a
Contrainte de traction admissible ...	R'_a
Coefficient d'élasticité.............	E'_a
Coefficient de Poisson	η_a
Rayon de courbure d'une barre cintrée.	R

8,112 BÉTON

Grosseur de l'agrégat.............	D
Résistances à la compression à 7, 28, 90 et j jours d'âge...............	n_7, n_{28}, n_{90}, n_j
Résistances à la traction à 7, 28, 90 et j jours d'âge	n'_7, n'_{28}, n'_{90}, n'_j
Coefficient d'élasticité moyen.......	E_b
Coefficient d'élasticité instantanée ..	E_i
Coefficient d'élasticité différée	E_v
Retrait	ρ_b
Contrainte de compression	n_b
Contrainte de traction............	n'_b
Contrainte de cisaillement	t_b
Contrainte de compression admissible	R_b
Contrainte de traction admissible ..	R'_b

8,113 ASSOCIATION ACIER-BÉTON

Coefficient d'équivalence	m
Contrainte d'adhérence	t_d
Contrainte d'adhérence admissible ..	R_d
Longueur du recouvrement ou du scellement droit assurant la transmission par adhérence de l'effort total admissible pour une barre	l_0
Distances minima de l'axe d'une barre à la surface libre du béton.	d_1, d_2
Limite d'étirage du béton	R'_e
Retrait du béton armé	ρ
Coefficient de dilatation	δ

8.12 CHARGES ET SURCHARGES

Charge permanente par unité de longueur ou de surface.............	p
Surcharge par unité de longueur ou de surface......................	s
Charge totale par unité de longueur ou de surface..................	q
Charge totale sur un élément	Q
Charges localisées ou charges totales permanentes..................	P, P_1, P_2.., P', P''.., P_a, P_b..
Surcharges roulantes localisées ou surcharges totales..............	S, S', S''..., S_1, S_2...
Effort total ou effort localisé horizontal ou oblique	F, F'..., F_1, F_2... F_a, F_b...

8.13 PORTÉES, MOMENTS DE FLEXION, EFFORTS NORMAUX ET EFFORTS TRANCHANTS

8,130	Moment de flexion dû à la charge permanente dans une section déterminée	M_p
	Moment de flexion dû aux surcharges dans une section déterminée.....	M_s
	Moment de flexion total dans une section déterminée	M
	Effort normal dû à la charge permanente dans une section déterminée.	N_p
	Effort normal dû aux surcharges dans une section déterminée	N_s
	Effort normal total dans une section déterminée	N
	Effort tranchant dû à la charge permanente dans une section déterminée.........................	T_p
	Effort tranchant dû aux surcharges dans une section déterminée.....	T_s
	Effort tranchant total dans une section déterminée	T
	Coefficient de raideur.............	k, k', k''..., α... (avec divers indices)

8,131 TRAVÉE INDÉPENDANTE

Portée libre	l
Moment fléchissant maximum	M_0
Effort tranchant maximum	T_0

8,132 TRAVÉES CONTINUES

Moment de continuité au droit de l'appui B	M_B
Effort tranchant à gauche de l'appui	T_g
Effort tranchant à droite de l'appui	T_d
Effort tranchant à gauche de l'appui si la travée à gauche de cet appui était indépendante	T_{gi}
Effort tranchant à droite de l'appui si la travée à droite de cet appui était indépendante	T_{di}
Portée libre de la travée à gauche de l'appui	l_g
Portée libre de la travée à droite de l'appui	l_d
Portées réduites de la travée à gauche de l'appui	l'_g
Portée réduite de la travée à droite de l'appui	l'_d

8,133 ARCS

Poussée due à la charge permanente	Q_p
Poussée due aux surcharges	Q_s
Poussée totale	Q
Portée	l
Flèche	f

8,134 PLAQUES

Portées	a, b
Épaisseur	e
Dimensions du rectangle de répartition d'une charge localisée	u, v
Moments fléchissants au centre	M_a, M_b

8,135 DÉFORMATIONS

Rotation des appuis d'une travée indépendante	α, β
Ordonnée de la fibre moyenne déformée.	y
Abscisse d'une section quelconque comptée à partir de l'appui de gauche	x
Ordonnée maximum de la fibre moyenne déformée	f, y_m

8,14 SECTIONS DES PIÈCES SOUMISES A LA COMPRESSION SIMPLE, A LA FLEXION SIMPLE OU A LA FLEXION COMPOSÉE

8,141 DIMENSIONS

Hauteur de section	h
Largeur	b
Largeur d'une section rectangulaire ou épaisseur de l'âme d'une pièce en T.	b'
Épaisseur de l'aile comprimée d'une pièce en T ou en double T.	e
Si les ailes sont en « escaliers » les épaisseurs seront désignées par	e_1, e_2, e_3
Section des aciers comprimés	ω
Section des aciers tendus	ω'
Distance du centre de gravité des aciers comprimés à la fibre la plus comprimée	d
Distance du centre de gravité des barres tendues à la fibre la plus tendue	d'

8,142 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES ET MÉCANIQUES DE LA SECTION DU BÉTON SEUL ET DE LA SECTION RENDUE HOMOGÈNE

	SECTION du béton seul	SECTION rendue homogène
Distance du centre de gravité à la fibre la plus comprimée	v_b	v
Distance du centre de gravité à la fibre la plus tendue	v'_b	v'
Aire de la section	S_b	S
Moment statique de la section par rapport à un axe $z'z$ perpendiculaire au plan de flexion	H_{bz}	H_z
Moment d'inertie de la section par rapport à un axe $z'z$ perpendiculaire au plan de flexion	I_{bz}	I_z
Moment d'inertie de la section par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion passant par le centre de gravité	I_b	I

8,143 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES ET MÉCANIQUES DE LA SECTION EFFICACE (1)

Hauteur utile de la section .... h_1
Hauteur de comparaison .... h'
Aire de la section .... S_1
Moment statique de la partie comprimée de la section par rapport à l'axe neutre .... H_1
Moment statique des aciers tendus par rapport à l'axe neutre ... H'_1
Distance de l'axe neutre à un axe $z'z$ perpendiculaire au plan de flexion .... y
Distance de l'axe neutre à l'axe perpendiculaire au plan de la flexion passant par la fibre la plus comprimée .... y_1
Bras de levier du couple élastique z
Résultante des contraintes de compression................. F
Résultante des contraintes de traction .... F'

8,144 COMPOSANTES NORMALES DE LA FORCE EXTÉRIEURE

Effort normal .... N
Moment du couple de flexion... M
Excentricité de l'effort normal (comptée à partir du centre de gravité de la section de béton seul ou de la section totale rendue homogène) .... $\frac{M}{N} = a$
Distance du point d'application de l'effort normal à la fibre la plus comprimée c
Distance du point d'application de l'effort normal au centre de gravité des aciers comprimés f
Distance du point d'application de l'effort normal au centre de gravité des aciers tendus .... f'

(1) La section efficace est celle qu'on obtient en supprimant dans la section réelle tout le béton tendu.

8,145 FLAMBEMENT

Plus petite dimension transversale de la section .... a
Longueur de flambement .... l_f
Module de flambement ou longueur de flambement évaluée en unités de flambement............................ λ
Charge critique d'EULER................. N_c
Rayon de giration .... r

8,146 FRETTAGE

Volume des armatures transversales par unité de volume du béton............ ϖ_f
Écartement d'axe en axe des armatures transversales compté parallèlement à l'axe longitudinal de la pièce .... e_f
Coefficient de forme des armatures transversales .... μ

8.147 RÉSISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

Effort tranchant .... T
Effort tranchant réduit .... T'
Section d'un groupe d'étriers .... ω_e
Inclinaison des étriers sur le plan normal à l'axe longitudinal de la pièce .... α
Écartement de deux groupes d'étriers consécutifs .... e_1
Composante verticale de l'effort de traction dans les barres relevées ou les étriers obliques rencontrés dans la section verticale du nu de l'appui................. T_α
Section des barres relevées ou des étriers obliques rencontrés dans la section verticale du nu de l'appui................. ω_α
Section totale en centimètres carrés par mètre des aciers de couture des tables comprimées à l'âme d'une pièce en T.... ω_c
Fraction de ω_c répartie dans la section de jonction de droite..................... ω_d
Fraction répartie dans la section de jonction de gauche .... ω_g
Longueur d'appui....................... a
Périmètre des barres inférieures droites rencontrées par la section verticale du nu de l'appui .... p_i

Périmètre des barres supérieures droites rencontrées par la section verticale du nu de l'appui . . . . p_s

8.15 COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ

	RAPPORTÉ A LA SOLLICITATION totale	RAPPORTÉ A LA SURCHARGE seule
	—	—
Relatif à l'apparition des premières fissures	σ_f	σ'_f
Relatif à la rupture	σ_r	σ'_r

Dans les notes de calcul dactylographiées, on pourra remplacer les ω par des w, les *l* par des L, et les Φ par le signe ⌀ (O majuscule et barre inclinée).

8,2 PRÉSENTATION TYPE DES DESSINS DES CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ

8,20 PRESCRIPTIONS GÉNÉRALES

8,201 ÉTABLISSEMENT DES DESSINS

Il sera établi, en général, des plans d'ossature, dits « de coffrage » et des plans d'armatures, ceux-ci étant, en principe, distincts de ceux-là.

8,202 DÉTAILS D'EMPLOI ET COMMANDES D'ACIER

Les détails d'emploi d'aciers ainsi que les commandes, constituent des documents propres à l'entreprise et ne sont pas susceptibles d'être normalement consultés par des organismes ou personnes étrangères à l'entreprise. Il n'est donc pas utile de prévoir des règles de normalisation pour ces documents. Toute liberté est laissée au constructeur ou au bureau d'études.

8,203 CARTOUCHE D'INSCRIPTION

— 1 POSITION DU CARTOUCHE

Le cartouche sera placé dans un des angles de la feuille au mieux de la place laissée disponible de telle façon qu'il apparaisse une fois le document plié. Il sera contenu dans un cadre de 19 × 27,7 cm au maximum.

— 2 RENSEIGNEMENTS A PORTER SUR LES DESSINS

Numéro de l'affaire;
Titre de l'affaire;
Titre du dessin;
Nom du maître de l'œuvre et adresse s'il y a lieu;
Nom de l'architecte, de l'ingénieur en chef;
Nom et adresse de l'entrepreneur ou du constructeur;
Auteur du projet, avec éventuellement son adresse;
Nom du dessinateur;
Numéro du dessin;
Échelles;
Date de l'établissement du dessin;
Références;
Valeurs numériques désignées en 4,2;
Modifications.

— 3 AUTRES INDICATIONS

Toute liberté de disposition ou de rédaction est donnée pour les indications autres que celles mentionnées ci-dessus.

8,204 ÉCHELLES

— 1 L'échelle des dessins de coffrage sera en principe de 2 cm p. m (1/50).

— 2 Lorsque les surfaces couvertes par les ouvrages seront très importantes, et lorsqu'il sera nécessaire d'établir des plans d'ensemble, des échelles inférieures pourront être adoptées, on prendra de préférence les échelles suivantes : 1 cm p. m et 0,5 cm p. m (1/100 et 1/200).

— 3 Pour les détails des dessins de coffrage et pour les dessins d'armatures, on pourra adopter les échelles de 2 cm p. m, 5 cm p. m et 10 cm p. m (1/50, 1/20 et 1/10).

— 4 Les échelles seront exprimées en centimètres par mètre et sous forme de rapport entre parenthèses. Ex. : 2 cm p. m (1/50).

8.21 DESSINS DE COFFRAGE

8,210 CONVENTIONS GÉNÉRALES

Les dessins de coffrage représenteront les divers plans, coupes et élévations des ouvrages bruts non compris les enduits.

8,211 CONVENTIONS RELATIVES AUX PLANCHERS

— **1** Pour les vues en plan des planchers, la convention générale suivante sera adoptée :

Le plancher représenté sera repéré par la dénomination de l'étage couvert par le plancher. C'est ainsi que le plancher du premier étage s'appellera plancher haut du rez-de-chaussée. On représentera en traits pleins les arêtes du coffrage vide (avant-coulage du béton) nécessaire à l'établissement de ce plancher.

— **20** La convention ci-dessus entraîne les conséquences suivantes :

— **21** Les poutres sont dessinées en traits pleins.

— **22** Les poteaux-supports du plancher peuvent être représentés par des surfaces pochées en noir ou par un contour à gros traits, s'il est nécessaire que des cotes diverses soient attachées à l'intérieur de la surface représentant la section du poteau.

— **23** Le contour des murs porteurs peut être représenté par des traits forts d'environ 0,5 mm ou plus.

— **24** Toutes les cotes nécessaires à la complète exécution doivent être portées sur les plans. En particulier, les cotes de nu à nu de portée de dalles ou de poutres sont très utiles pour l'exécution des coffrages.

— **3** Les ouvertures pourront être représentées par un trait limitant le contour de celles-ci; à l'intérieur de ce contour il sera prévu des traits fins en diagonales. Si l'ouvrage comporte un grand nombre de trous spéciaux, tels que scellements traversant complètement le plancher ou limités en profondeur, on pourra adopter une représentation schématique. Il suffira qu'une légende explicative du dessin, très apparente, précise la signification du schéma adopté.

8,212 REPÉRAGE DES ÉLÉMENTS DES PLANCHERS

— **1** Chaque plancher étant repéré par son titre, il n'est pas utile que le repérage des éléments d'un même plancher soit suivi d'un indice numérique correspondant à l'étage. Les poutres peuvent être repérées par des numéros en chiffres arabes. On adoptera, au choix, une numérotation particulière à chaque étage, ou bien une numérotation continue pour toutes les poutres d'un même chantier. Par exemple, une poutre du troisième étage pourra porter le numéro 225, cela ne signifiant pas forcément que le plancher comporte 225 poutres, mais que ce numéro appartient à la suite de toutes les poutres du chantier.

— **2** Les poteaux pourront être repérés par des lettres majuscules P suivies d'un numéro en indice. Aucune loi de numérotation n'est imposée pour le choix des indices. Il conviendra toutefois que le repère d'un poteau se retrouve à tous les étages si les tronçons des poteaux supérieurs sont à l'aplomb du poteau de base.

— **3** Le repérage des dalles en plan pourra se faire par des lettres minuscules entourées d'un cercle. Le cas échéant, un trait en diagonale passant par le centre du cercle, mais interrompu à l'intérieur de celui-ci, pourra être tracé pour préciser les limites de la dalle considérée.

— **4** Les épaisseurs de dalles seront indiquées par un nombre entouré de deux cercles, étant entendu que ce nombre représente en centimètres l'épaisseur de la dalle de béton armé.

— **5** Les cotes de niveau du plancher correspondant au-dessus de la dalle en béton armé seront définies par rapport à un zéro conventionnel établi pour le chantier. Ces cotes seront représentées par un nombre entouré d'un cercle. Un signe + ou un signe — sera disposé dans l'espace compris entre le dessus du nombre et le sommet du cercle pour préciser que la cote est au-dessus ou au-dessous du zéro conventionnel.

— **6** En cas de dénivellations de plancher, les cotes de niveau entourées d'un cercle seront disposées de part et d'autre de la ligne de changement de niveau, de manière à bien attirer l'attention sur la signification de cette ligne. Au besoin, de petites coupes partielles faites sur le plan lui-même peuvent être disposées pour faciliter la lecture du plan.

8,213 COUPES ET ÉLÉVATIONS

— **1** REPÉRAGE

Les diverses coupes d'un même plan de coffrage peuvent être repérées sur celui-ci par des traits mixtes épais. Le trait de coupe sera constitué par un trait, un point, un trait, un point, etc.

Un retour perpendiculaire au trait de coupe et à l'extrémité de celui-ci, d'environ 5 mm de longueur, indiquera le sens dans lequel la vue est faite.

Des chiffres romains situés aux extrémités des traits de coupe et à côté des retours serviront pour le repérage des dessins représentant les coupes elles-mêmes (fig. 25).

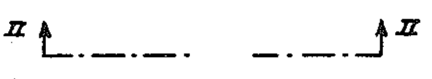


FIG. 25.

— **2** COTES

— **21** Les cotes doivent être indiquées en centimètres pour les longueurs inférieures à 1 m et en mètres, avec deux décimales après la virgule, pour les longueurs supérieures à 1 m. Si, exceptionnellement, on a besoin de donner le chiffre des millimètres, celui-ci sera figuré en caractères plus petits, après le chiffre des centimètres, mais la partie supérieure du chiffre des millimètres ne devra pas dépasser le sommet des chiffres précédents. Un point sera disposé sous le chiffre des millimètres pour préciser cette convention.

Exemple : $27^{\underset{\cdot}{8}}$

Ceci pour éviter toute confusion avec la représentation des exposants indiquant les puissances en notation mathématique.

— **22** Les cotes seront représentées par des traits continus fins. Les longueurs représentatives de ces cotes peuvent être limitées, au choix, par deux flèches aboutissant aux traits de rappel perpendiculaires aux lignes de cotes ou bien par un petit trait oblique situé à l'intersection des lignes de cotes et de rappel.

— **23** En principe, tous les chiffres verticaux de cotes devront être situés dans le même sens de lecture, celle-ci devant se faire de bas en haut.

— **24** Les équarrissages de poutres devront être disposés près du numéro de repérage dessiné en gros caractères. L'équarrissage sera représenté par deux nombres séparés par le signe ×; le premier de ces nombres mesure la largeur de la poutre et le second la hauteur; ils sont exprimés en centimètres; par exemple 22 × 40 signifiera une poutre de 22 cm de largeur et de 40 cm de hauteur.

— **25** Il est convenu que les hauteurs sont les hauteurs totales, y compris la dalle de béton armé, mais non compris les revêtements divers. S'il est nécessaire d'indiquer la hauteur de soffite sous la dalle de la poutre, le dernier chiffre pourra être suivi de deux lettres minuscules *sh*, signifiant « sous-hourdis ».

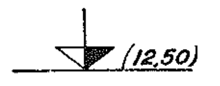


FIG. 26.

— **26** Sur les coupes verticales, élévations ou profils verticaux, les cotes de niveau seront accompagnées d'une flèche noire et blanche, la pointe de la flèche étant située au niveau à repérer et la base de la flèche étant horizontale (fig. 26).

8,22 DESSINS D'ARMATURES

8,220 INDICATIONS GÉNÉRALES A PORTER SUR LES DESSINS

— **1** Les dessins d'armatures doivent représenter tous les détails nécessaires pour permettre l'exécution complète du ferraillage. Les dessins d'armatures étant des dessins d'exécution complets, les références aux plans de coffrage à consulter, les joints ou plans d'arrêt ou de reprise de bétonnage, les nota importants concernant des sujétions particulières devront figurer sur les dessins. En particulier, seront définies les distances des barres entre elles ou aux parois, notamment aux croisements.

— **2** Lorsque les dessins représenteront des armatures vues dans le sens de leur longueur et lorsque les crochets doivent se trouver dans un plan perpendiculaire au plan du dessin, les crochets pourront être représentés schématiquement comme indiqué dans la figure 27.

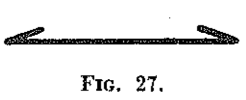


FIG. 27.

Cette disposition est valable aussi bien pour les armatures des poutres figurant dans les élévations spéciales que pour les armatures des dalles figurant sur les plans au 1/50.

8,221 DALLES SIMPLES OU NERVURÉES

— **10** Pour les représentations d'armatures des dalles simples ou nervurées, les conventions suivantes peuvent être admises :

— **11** Les ferraillages peuvent être représentés sur des vues en plan au 1/50, mais sur lesquelles aucune cote de coffrage ne figure.

— **12** Les barres inférieures de premier lit peuvent être représentées en traits pleins. Il n'est pas nécessaire de dessiner toutes les barres d'une même dalle; on pourra se contenter d'indiquer une ou plusieurs barres à leur écartement réel.

— **13** Les barres inférieures, perpendiculaires aux précédentes, de second lit, peuvent être représentées par des tirets d'une longueur d'environ 1 cm, séparés par des espaces de 1 mm.

— **14** Les barres supérieures peuvent être représentées par des tirets d'environ 3 mm séparés par des espaces d'environ 0,5 mm.

— **15** S'il existe des barres supérieures de second lit perpendiculaires aux précédentes, on les représentera par des traits mixtes constitués par un trait, deux points, un trait, deux points, etc.

— **16** On pourra également représenter en traits pleins les différentes barres définies précédemment, en repérant les différents lits.

— 17 Les indications relatives à ces armatures pourront être portées soit directement sur les barres dessinées dans les vues en plan, soit sur des lignes de rappel attachées aux armatures à repérer. Le repérage pourra être établi de la manière suivante :

46 Φ 8 × 5,00 (8 p. m)

ce qui signifie 46 barres de 8 mm de diamètre, de 5,00 m de longueur, disposées à raison de 8 par mètre. Chaque dessin comportera une légende précisant le mode de représentation ci-dessus défini en 8,221 12, 8,221 13, 8,221 14, 8,221 15 et 8,221 16.

8,222 POUTRES OU POTEAUX

— **1** Les armatures de ces éléments peuvent figurer soit sur des coupes, soit sur des élévations verticales, mais traitées comme s'il s'agissait de coupes, c'est-à-dire par représentation d'une ligne de contour limitant l'élément à ferrailler. Les armatures, dans ces élévations, seront toujours représentées par des traits continus. On s'efforcera, dans la mesure du possible, de représenter les aciers à leur véritable échelle. Il y a plutôt intérêt à grossir le trait représentant les armatures principales pour faciliter la lecture des dessins.

— **2** Si des détails spéciaux doivent être établis lorsque certaines zones sont très chargées en armatures, les barres pourront être représentées à grande échelle par un double trait ou par un trait plein, mais à la condition absolue de respecter rigoureusement l'échelle des diamètres. Faute de cette précaution, il arrive que les ferrailleurs ne peuvent mettre effectivement les barres en place dans les coffrages, ou bien le font en déplaçant les armatures de leur emplacement prévu.

— **3** Enfin, l'étude des nœuds de ferraillage doit être faite de manière à réserver autour de chaque armature l'enrobement de béton nécessaire.

— **4** Lorsqu'une élévation de poutre représentera des armatures se trouvant dans un même plan horizontal, mais dont les longueurs sont différentes, de petites lettres minuscules de repérage pourront être attachées à chaque extrémité des barres : ces lettres minuscules se trouveront reportées sur la section droite de la poutre considérée, de manière à permettre de disposer exactement les armatures aux emplacements prévus.

— **5** Les indications de repérage des barres des poutres seront faites de la même manière que pour les armatures de hourdis, c'est-à-dire que, dans le cas où aucune confusion n'est possible, les indications relatives aux armatures seront portées sur la barre considérée ou bien sur une ligne de rappel attachée à l'armature.

— 6 Un petit schéma coté de pliage des armatures pourra être fait à la suite des repérages pour faciliter le travail de façonnage.

Pour les éléments dont le ferraillage est important, on pourra expliciter le détail du ferraillage en figurant les armatures par un dessin coté de chaque barre représentée isolément.

— 7 Les étriers ou cadres peuvent être représentés sur la demi-portée de la poutre lorsque la répartition de ces armatures est symétrique par rapport à l'axe vertical passant par le milieu de la portée. Les écartements des étriers peuvent être repérés sur une ligne horizontale située sous la ligne inférieure limitant la poutre. Lorsque les écartements se répétent, ceux-ci pourront être repérés sous forme d'un produit.

Exemple : 4 × 10 — 3 × 11 signifie :

4 écartements de 10 cm suivis de 3 écartements de 11 cm.

— 8 Sous la ligne de cote d'écartement seront données les indications se rapportant aux armatures transversales (nombre, diamètre, longueur).

J. & R. SENNAC, Imprimeurs
54, Fg Montmartre, PARIS (9e)

Edité par

La Documentation Technique
du Bâtiment et des Travaux Publics

Société à responsabilité limitée
au Capital de 3.000.000 francs

6, Rue Paul Valéry - PARIS (16e)



RÈGLES D'UTILISATION
DU
BÉTON ARMÉ

APPLICABLES AUX TRAVAUX DÉPENDANT
DU
MINISTÈRE DE LA RECONSTRUCTION ET DE L'URBANISME
ET
AUX TRAVAUX PRIVÉS

■

RÈGLES B. A. 1945
Modifiées en Mars 1948

DÉCEMBRE 1945